

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**Conception et Etude d'un pont à poutre  
multiple du PK 1+510 au PK 1+965 sur le  
chemin communal Ras El Hamra à Oued  
Begrat ANNABA**

**Présenté par :**  
CHENAFI Madjda  
CHEKEMBOU Aya

**Encadré par :**  
Mr MERMOUL Abdelmoumen  
Mme BADAOUI Azhar

Promotion 2020 /2021

## **GRATITUDE**

*First of all, all thanks and praise are to Allah for his help*

*We thank everyone who helped us to complete this work*

*To our supervisor Mr. **MERMOUL Abdelmoumen** for his efforts, his help and his advices*

*To our co-supervisor Mrs. **BADAoui Azhar** for her help*

*To our teachers and engineers who helped us all the time*

*Our sincerest gratitude to Mrs. **MEZOUAR.A** et Mr. **Babakhouya.Y***

*We also want to thank all our teachers from primary school to university, who helped us to complete our academic career with distinction*

*Without forgetting our school family '**ENSTP**'*



## ***Dedication***

*We dedicate this work to all who helped us*

*We would thank our grandparents for their prayers for us*

*We would like to appreciate our loving parents for their support*

*Also, our sisters and brothers for their encouragement*

*And finally, thanks to our friends for being with us during this period*

*Eya and Madjda*



## ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر يقع على مستوى الطريق البلدي لولاية عنابة الذي يربط رأس الحمراء و واد بوقراط الذي يمتد على طول 455م بين النقطتين الكيلومترين 510+1م و 965+1م و عرض 11م.

من خلال هذا التصميم ، اخترنا الخيار الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية من تحليل متعدد المعايير للمقترحات الثلاثة ، وهو جسر به عوارض مسبقة الصنع مُجهدة مسبقاً بالشد اللاحق. ثم انتقلنا إلى دراسة البنية الفوقية وحساب الإجهاد المسبق وتقييم التعزيزات السلبية و المعدات والعناصر الهيكلية. الختام بدراسة البنية التحتية من خلال الدراسة الدينامكية. تمت معالجة المشروع باستخدام طريقة العناصر المحدودة باستعمال برنامج : ROBOT STRUCTURAL بناء على الأنظمة المستعملة في الجزائر مثل BAEL91-RCPR2008 – RPOA2008

فيما يتعلق بالبحث في البيبليوغرافي، قمنا بتقييم الخصائص الميكانيكية للملاط بناءً على ألياف الأراميد.

**الكلمات المفتاحية:** الجسر، التصميم، الإجهاد المسبق، الشد اللاحق، البنية التحتية، الأساس، التسليح النشط والسلبي.

## Résumé

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc routier V1 qui se trouve au niveau du chemin communal reliant Ras El Hamra à Oued Begrat ANNABA sur 6 Km du PK 1+510 m au PK 1+965 avec une longueur de 455 m et une largeur de 11 m.

A travers cette conception, nous avons opté pour le choix qui répond aux exigences techniques et économiques à partir d'une analyse multicritères des trois variantes, celui-ci est un viaduc à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. Ensuite nous avons procédé à l'étude de la superstructure, le calcul de la précontrainte et l'évaluation des armatures passives, des équipements et des éléments structuraux. En conclusion avec l'étude de l'infrastructure en passant par l'étude sismique. Ce travail est effectué à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ROBOT STRUCTURAL et en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tel que le, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008.

Concernant la recherche bibliographique nous avons évaluées les caractéristiques mécaniques des mortiers à la base des fibres d'aramide.

**Mots clés :** viaduc, conception, précontrainte, post-tension, infrastructure, fondation, armatures active et passive.

## Abstract

The purpose of this work is the design and study a viaduct V1 which is located at the communal road linking Ras El Hamra to Oued Begret ANNABA over 6Km from PK1+510m to PK1+695m with a length of 455m and a width of 11m.

Through this design, we opted for the choice that meets the technical and economic requirement from a multicriteria analysis of the three variants, this is a viaduct with prefabricated beams prestressed by post-tensioning. Then we proceeded to the study of the superstructure, the calculation of the passive reinforcements, equipment and structural elements. Concluding with the study of the infrastructure through the seismic study.

This work is carried out using the finite element method using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software and based on the regulations used in Algeria such as BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008. Regarding the literature search, we evaluated the mechanical characteristics of mortars based on aramid fibers.

**Keywords:** viaduct, design, beam, prestressing, post-tensioning, infrastructure, foundation, active and passive reinforcement.

## Sommaire

Introduction générale

### CHAPITRE I EVALUATION DES PROPRIETES MECANIQUES DU MORTIER A BASE DES FIBRES D'ARAMIDE

I.1. Introduction.....	1
I.2. Généralité sur les mortiers.....	1
I.2.1. Les constituants du mortier.....	2
I.3. Utilisation de fibres dans les mortiers.....	3
I.3.1. Types et intérêt de l'ajout des fibres.....	4
I.3.1.1. Les fibres métalliques.....	4
I.3.1.2. Les fibres polymères.....	4
I.3.1.3. Les fibres minérales (non métalliques).....	4
I.4. Identification des matériaux et essais réalisés.....	5
I.4.1. Matériaux utilisés.....	5
I.4.1.1. Ciment.....	5
I.4.1.2 Granulats.....	5
I.4.1.3. L'eau.....	5
I.4.1.4. Fibres d'aramide.....	5
I.4.2. Formulation du mortier.....	6
I.4.3. Essais réalisés.....	6
I.4.3. 1. Essai sur la pâte ciment.....	6
I.4.3.2 Essais sur sable.....	8
I.4.3.3 Essais sur mortiers.....	9
I.5. Résultats et interprétation.....	12
I.5.1. Essai sur la pâte ciment.....	12
I.5.1.1. Essai deconsistance.....	12
I.5.1.2. Essais de prise.....	12
I.5.2. Essai sur sables.....	12
I.5.3. Essais sur mortier.....	15
I.5.3.1. Essai de traction par flexion.....	16
I.5.3.2. Essai de compression.....	16
I.6. Conclusion générale.....	17

### CHAPITRE II PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction.....	18
II.2. Présentation du projet.....	18
II.3. Présentation de l'ouvrage.....	18
II.3.1. Données naturelles.....	19
II.3.1.1. Données topographiques.....	19
II.3.1.2. Données sismologiques.....	19
II.3.1.3. Données géologiques.....	20
II.3.1.4. Données géotechniques.....	20
II.3.1.5. Données climatiques.....	21
II.3.2. Données fonctionnelles.....	22
II.3.2.1. Tracé en plan.....	22
II.3.2.1. Profil en long.....	22
II.3.2.3. Profil en travers.....	23
II.4. Conclusion.....	23

## CHAPITRE III CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.1. Introduction.....	24
III.2. Choix de type de l'ouvrage.....	24
III.3. Proposition et prédimensionnement des variantes :.....	24
III.3.1. Variante 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements .....	24
III.3.1.1. Conception longitudinale :.....	24
III.3.1.2. Conception transversale.....	25
III.3.1.3. Lois de la variation des voussoirs :.....	26
III.3.2. Variante 02 : pont suspendu.....	28
III.3.2.1. Conception transversale .....	28
III.3.2.2. Conception longitudinale .....	30
III.3.3. Variante 03 : pont à poutres précontraintes par post tension.....	33
III.3.3.1. Conception longitudinale.....	33
III.3.3.2. Conception transversale.....	33
III.4. Analyse multicritère.....	34
III.5. Variante retenue.....	36
III.6. Conclusion.....	36

## CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. Introduction.....	37
IV.2. Caractéristiques des matériaux.....	37
IV.2.1. Le béton .....	37
IV.2.1.1. La résistance à la compression et à la traction .....	37
IV.2.1.2. Les contraintes admissibles.....	37
IV.2.1.3. Module d'élasticité longitudinal E (BAEL) .....	37
IV.2.2. Les aciers.....	39
IV.2.2.1. Armatures passives.....	39
IV.2.2.2. Armatures actives.....	39
IV.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	39
IV.3.1. Les lois de calcul.....	40
IV.3.2. Les résultats géométriques.....	40
IV.3.2.1. Poutre à l'about.....	40
IV.3.2.2. Poutre à mi-travée.....	40
IV.3.2.2. Poutre médiane.....	41
IV.4. Evaluation des actions.....	41
IV.4.1. Evaluation des actions hors de trafic.....	41
IV.4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP) et des charges complémentaires permanentes .....	41
IV.4.1.2. Action thermique.....	42
IV.4.2. Calcul des surcharges.....	42
IV.4.2.1. La largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies.....	42
IV.4.2.2. Système de charge A.....	43
IV.4.2.3. Système de charge B.....	44
IV.4.2.4. Effort de freinage.....	45
IV.4.2.5. Charges militaires (Convoi Mc120).....	45
IV.4.2.6. Charge exceptionnelle D240.....	46
IV.4.2.7. Surcharge du trottoir.....	47
IV.5. Evaluation des sollicitations longitudinales.....	47
IV.5.1. Calcul des moments et efforts tranchants longitudinaux.....	47
IV.5.1.1. Le poids propre .....	47
IV.5.1.2. La surcharge A .....	47
IV.5.1.3. Surcharge sur les trottoirs .....	48
IV.5.1.4. Système de charge Bc.....	48

IV.5.1.5. Système de charge Bt.....	49
IV.5.1.6. Surcharge $M_c120$ .....	50
IV.5.1.7. Surcharge D240.....	51
IV.6. Répartition transversale des efforts .....	51
IV.6.1. Calcul du paramètre d'entretoisement .....	52
IV.6.1.1.Poutre.....	52
IV.6.1.2.Dalle.....	52
IV.6.2. Calcul du paramètre de torsion .....	53
IV.6.2.1. Rigidité torsionnelle de la poutre.....	53
IV.6.2.2. Rigidité torsionnelle de la dalle.....	54
IV.6.3. Détermination du coefficient longitudinal K.....	54
IV.6.4. Détermination du coefficient longitudinal moyen K moy.....	55
IV.6.5. Moment fléchissant et effort tranchant pour chaque poutre.....	55
IV.6.5.1. Moment fléchissant.....	55
IV.6.5.2. Effort tranchant .....	56
IV.6.6. Les combinaisons de charges .....	56
IV.6.6.1 L'ELU.....	57
IV.6.6.2 L'ELS .....	57
IV.7.Conclusion.....	58

## CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINT

V.1.Introduction.....	58
V.2. Dimensionnement de la précontrainte.....	58
V.2.1. Vérification de la section.....	58
V.2.2. Calcul de nombre de câble.....	58
V.2.2.1. Valeur initiale de la précontrainte.....	58
V.2.2.2. Valeur minimale de la précontrainte en service.....	58
V.2.2.3. Nombre de câbles.....	59
V.2.2.4. Détermination du nombre de câbles à l'about.....	59
V.2.3. Vérification des contraintes totales.....	60
V.2.4. Tracé des câbles.....	61
V.2.4.1. Dispositions constructives des câbles.....	61
V.2.4.2. Section d'about.....	61
V.2.4.3. Section de mi-travée.....	61
V.2.4.4. Détermination de l'angle de relevage.....	62
V.2.4.5. Détermination des paramètres des câbles.....	63
V.3.Calcul des pertes.....	63
V.3.1. Calcul des pertes instantanées .....	64
V.3.1.1. Pertes par frottement.....	64
V.3.1.2. Perte par recul d'ancrage.....	64
V.3.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton.....	65
V.3.2. Calcul des pertes différées.....	65
V.3.2.1. Pertes par retrait du béton .....	65
V.3.2.1. Pertes par fluage . béton.....	65
V.3.2.1. Pertes par relaxation du câble.....	66
V.4. Justification des contraintes .....	66
V.5. Détermination des armatures des zones tendues.....	67
V.6.Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant.....	68
V.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	68
V.6.2. Vérification à l'ELU.....	68
V.6.2.1. Les bielles comprimées.....	68
V.6.2.2. La résistance des armatures transversales.....	69
V.6. Armatures passives transversales des poutres.....	69
V.6.1. Armatures de peau.....	69

V.6.2. Ferrailage minimal .....	69
V.7. Conclusion .....	70

## CHAPITRE VI ETUDE DE L'HOUDIS

VI.1. Introduction.....	71
VI.2. Vérification de la flèche.....	71
VI.2.1. Flèche due au poids propre.....	71
VI.2.2. Flèche due à l'effort de la précontrainte.....	71
VI.2.3. Flèche maximale à l'ELS.....	72
VI.2.4. Flèche totale.....	72
VI.3. Calcul des rotations.....	72
VI.3.1. Rotation due au poids propre de la structure.....	72
VI.3.2. Rotation due aux surcharges de service.....	72
VI.3.3. Rotation due à la précontrainte.....	73
VI.3.4. Rotation résultante à vide et en service .....	73
VI.4. Calcul des déplacements d'appuis.....	73
VI.4.1. Déplacement du au retrait.....	73
VI.4.2. Déplacement dû au fluage.....	73
VI.4.3. Déplacement dû à la température.....	73
VI.4.4. Déplacement dû à la rotation .....	73
VI.4.5. Déplacement total.....	73
VI.5. Le ferrailage.....	74
VI.5.1. Ferrailage de l'hourdis.....	74
VI.5.1.1. Ferrailage de la nappe supérieure (sur appuis) .....	74
VI.5.1.2. Ferrailage de la nappe inférieure (à mi-travée) .....	74
VI.6. Conclusion .....	75

## CHAPITRE VII EQUIPEMENTS SU TABLIER

VII.1. Introduction.....	76
VII.2. Appareil d'appui.....	76
VII.2.1. Choix d'appareil d'appuis.....	76
VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	76
VII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA] .....	76
VII.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère T.....	76
VII.2.2.3. Condition de non flambement de l'appareil d'appui.....	76
VII.2.2.4. Dimensionnement des frettes.....	77
VII.2.2.5. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure.....	77
VII.2.2.6. Vérification des contraintes.....	78
VII.3. Dés d'appui.....	80
VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis.....	80
VII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis .....	80
VII.3.2.1. Armatures de chainage.....	80
VII.3.2.2. Armatures de profondeur.....	80
VII.3.2.3. Armatures de diffusion.....	81
VII.4. Joint de chaussée.....	81
VII.4.1. Choix du joint de chaussée.....	81
VII.4.2. Calcul des déplacements.....	81
VII.4.2.1. Déplacement due au freinage.....	81
VII.4.2.2. Déplacement due au séisme.....	82
VII.4.2.3. Déplacement due aux variations linéaires.....	82
VII.4.3. Combinaisons de calcul.....	82
VII.5. Autres équipements du tablier.....	83
VII.6. Les gargouilles.....	83

VII.7. Conclusion .....	83
-------------------------	----

## CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction.....	84
VIII.2. Etude de la pile.....	84
VIII.2.1. Choix du type de pile.....	84
VIII.2.2. Evaluation de la raideur total K.....	85
VIII.2.3. Etude sismique du tablier.....	85
VIII.2.3.1. Evaluation des efforts.....	86
VIII.2.3.1.1 Effort longitudinal.....	86
VIII.2.3.1.2 Effort transversal.....	87
VIII.2.3.1.3 Effort vertical.....	87
VIII.2.3.1.4 Effort sismique dans chaque direction.....	88
VIII.2.4. Etude statique des piles.....	88
VIII.2.5. Etude sismique de la pile.....	89
VIII.2.6. Ferrailage de la pile P10.....	90
VIII.3. Etude du chevêtre.....	91
VIII.4. Etude de la semelle.....	92
VIII.4.1. Stabilité au renversement.....	92
VIII.4.2. Stabilité au glissement.....	92
VIII.4.3. Vérification au poinçonnement.....	92
VIII.4.4. Ferrailage de la semelle.....	93
VIII.5. Etude de la culée.....	93
VIII.5.1. Prédimensionnement de la culée.....	94
VIII.5.2. Détermination du coefficient de poussée.....	94
VIII.5.3. Calcul des sollicitations.....	95
VIII.5.4. Dalle de transition.....	95
VIII.5.4.1. Evaluation des efforts.....	95
VIII.5.4.2. Ferrailage.....	96
VIII.5.5. Corbeau d'appui.....	96
VIII.5.5.1. Evaluation des efforts.....	96
VIII.5.5.2. Ferrailage.....	96
VIII.5.6. Mur garde grève.....	96
VIII.5.6.1. Evaluation des efforts.....	97
VIII.5.6.2. Ferrailage.....	97
VIII.5.7. Etude du chevêtre.....	98
VIII.5.8. Etude des fûts.....	98
VIII.5.8.1. Etude statique des fûts.....	99
VIII.5.8.2. Etude sismique des fûts .....	99
VIII.5.8.3. Ferrailage du fût.....	100
VIII.6. Etude de la fondation de la culée.....	100
VIII.6.1. Choix du type de fondation .....	100
VIII.6.2. Etude de la semelle.....	100
VIII.6.2.1. Ferrailage de la semelle.....	101
VIII.7. Conclusion.....	101

### Conclusion générale

#### Bibliographie

ANNEXE I, II, III, IV, V, VI,  
ANNEXE Ferrailage

## Liste des tableaux

Tableau I.1. Composition chimique du ciment .....	5
Tableau I.2. Propriétés des fibres d'aramide type II.....	5
Tableau I.3. Composition du mortier .....	6
Tableau I.4. Opération de malaxage du mortier normal.....	10
Tableau I.5. Résultat de l'essai de consistance.....	12
Tableau I.6. Résultats de l'essai de début de prise.....	12
Tableau I.7. Résultats de l'essai de la fin de prise.....	12
Tableau I.8. Analyse granulométrique du sable concassé.....	13
Tableau I.9. Analyse granulométrique du sable fin.....	14
Tableau I.10. Sable corrigé.....	15
Tableau II.1. Classifications des ponts .....	19
Tableau II.2. Résultats des essais au laboratoire réalisés sur les sols et les roches du terrain.....	21
Tableau III.1. Longueurs des voussoirs.....	25
Tableau III.2. Prédimensionnement des voussoirs .....	26
Tableau III.3. Caractéristiques mécaniques des sections .....	27
Tableau III.4. Les charges .....	30
Tableau III.5. Les hauteurs et les raideurs des suspentes .....	31
Tableau III.6. Prédimensionnement des poutres .....	33
Tableau III.7. Analyse multicritère .....	35
Tableau IV.1 Valeurs de $\theta$ .....	37
Tableau IV.2 Lois de calcul des caractéristiques géométriques.....	40
Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.....	40
Tableau IV.4 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.....	40
Tableau IV.5 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.....	41
Tableau IV.6 Charges permanentes et charges complémentaires permanentes d'une travée .....	41
Tableau IV.7 Valeurs de $A(l)$ .....	43
Tableau IV.8 Surcharge $A(l)$ pour 1 et 2 voies chargées.....	44
Tableau IV.9 Valeurs de $B_c$ pour 1 et 2 voies chargées .....	44
Tableau IV.10 Valeurs de $B_t$ pour 1 et 2 Tandem .....	45
Tableau IV.11 Effort de freinage des systèmes A et $B_c$ .....	45
Tableau IV.12 Valeur de $Q_{Mc120}$ .....	46
Tableau IV.13 Valeur de $Q_{D240}$ .....	46
Tableau IV.14 Surcharge du trottoir.....	47
Tableau IV.15 Moment et effort tranchant du poids propre.....	47
Tableau IV.16 Moment et effort tranchant de la charge A.....	48
Tableau IV.17 Moment et effort tranchant de la surcharge des trottoirs.....	48
Tableau IV.18. Les ordonnées $y_i$ .....	49
Tableau IV.19. Moment et effort tranchant du convoi $B_c$ .....	49
Tableau IV.20. Les ordonnées $y_i$ .....	50
Tableau IV.21. Moment et effort tranchant du convoi $B_t$ .....	50
Tableau IV.22. Moment et effort tranchant de la charge $M_{c120}$ .....	51
Tableau IV.23. Moment et effort tranchant de la charge $D_{240}$ .....	51
Tableau IV.24 Calcul de la rigidité flexionnelle .....	52
Tableau IV.25 Coefficients longitudinaux pour $\alpha = 0,16$ et $\theta = 0,72$ .....	54
Tableau IV.26. Coefficients longitudinaux de chaque poutre .....	55
Tableau IV.27 Les moments maximums.....	56
Tableau IV.28. Effort tranchant maximal.....	56
Tableau IV.29 Combinaisons des moments à l'ELU .....	56
Tableau IV.30. Combinaisons des efforts tranchants à l'ELU .....	57

Tableau IV.31	Combinaisons des moments à l'ELS.....	57
Tableau IV.32	Combinaisons des efforts tranchants à l'ELS.....	57
Tableau V.1.	Vérification de la section du béton .....	58
Tableau V.2.	Caractéristique de la section à mi-travée de la poutre .....	59
Tableau V.3.	Résultats de calcul de $P_{min}$ .....	59
Tableau V.4.	Vérification des contraintes totales.....	61
Tableau V.5.	Valeurs des paramètres précédentes. ....	62
Tableau V.6.	Pertes de frottement .....	64
Tableaux V.7.	Perte de recul d'ancrage à $L/2$ .....	65
Tableau V.8.	Résultat de calcul des pertes par déformation instantanée du béton à $L/2$ . ....	65
Tableau V.9.	Résultat de calcul des pertes de fluage à $L/2$ .....	66
Tableau V.10.	Résultat de calcul des pertes par relaxation du câble à $L/2$ .....	66
Tableau V.11.	Les pertes instantanées et différées.....	66
Tableau V.12.	Vérification des contraintes .....	67
Tableau V.13.	Calcul des armatures tendues.....	68
Tableau V.14.	Calcul de la contrainte tangentielle.....	68
Tableau VI.1.	Récapitulatif des moments et efforts tranchants.....	74
Tableau VII.1.	Dimensions de l'appareil d'appui .....	77
Tableau VII.2.	Gamme des joints CIPEC .....	82
Tableau VIII.1.	Hauteurs des piles .....	84
Tableau VIII.2	Raideur dynamiques des piles .....	85
Tableau VIII.3	Raideur dynamiques des culés.....	85
Tableau VIII.4	Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....	87
Tableau VIII.5.	Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.....	87
Tableau VIII.6.	Effort sismique vertical sur piles et culé.....	88
Tableau VIII.7.	Effort sismique combiné.....	88
Tableau VIII.8.	Sollicitations les plus défavorables.....	89
Tableau VIII.9.	Evaluation des charges sismiques.....	89
Tableau VIII.10.	Combinaison d'action au pieds de la pile .....	89
Tableau VIII.11.	Sollicitations max à l'ELU .....	90
Tableau VIII.12.	Sollicitations max à l'ELS.....	90
Tableau VIII.13.	Sollicitations max à l'ELA .....	90
Tableau VIII.14.	Vérification du flambement.....	91
Tableau VIII.15.	Sollicitations max appliqué à la semelle.....	93
Tableau VIII.16.	Dimensions de la culée .....	94
Tableau VIII.17.	Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	95
Tableau VIII.18	Efforts agissants sur la dalle de transition .....	95
Tableau VIII.19	Combinaisons d'efforts.....	96
Tableau VIII.20	Efforts appliqués sur le corbeau.....	96
Tableau VIII.21	Combinaisons d'efforts.....	96
Tableau VIII.22.	Combinaisons d'efforts du mur garde grève.....	97
Tableau VIII.23	Ferraillage du chevêtre .....	98

## Liste des figures

Figure I.1. L'appareil de Vicat .....	6
Figure I.2. Série des tamis utilisés.....	9
Figure I.3 Les fibres d'aramide .....	10
Figure I.4 Les moules .....	10
Figure I.5 Mortier durci avec l'aramide .....	10
Figure I.6 Essai de traction par flexion .....	11
Figure I.7. Essai de compression.....	11
Figure I.8 Courbe granulométrique du sable concassé.....	13
Figure I.9 Courbe granulométrique du sable fin.....	14
Figure I.10 Courbe granulométrique du mélange.....	15
Figure I.11 Histogramme des résultats de traction par flexion.....	16
Figure I.12 Histogramme des résultats de compression.....	16
Figure II.1. Présentation du projet sur une carte satellitaire.....	18
Figure II.2. Situation de l'ouvrage avec google earth .....	19
Figure II.3. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).....	20
Figure II.4. Tracé en plan de l'ouvrage .....	22
Figure III.1. Section transversale du voussoir .....	25
Figure III.2. Variation de la hauteur des voussoirs.....	26
Figure III.3. Variation de l'épaisseur des voussoirs.....	26
Figure III.4. Variation de la section des voussoirs .....	26
Figure III.6. Coupe transversale du VSCulée.....	27
Figure III.5. Coupe transversale du VSP.....	27
Figure III.7. Coupe transversale de la variante n°1 .....	27
Figure III.8. Coupe transversale du mât .....	28
Figure III.9. Coupe transversale du tablier.....	29
Figure III.10. La coupe transversale de la poutre .....	29
Figure III.11. Le schéma de la tension au niveau du suspente .....	30
Figure III.12. Le schéma du câble porteur .....	32
Figure III.13. Le schéma des forces .....	32
Figure III.14. Sections transversales des poutres .....	34
Figure III.15. Coupe transversale de la variante 03.....	34
Figure IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	38
Figure IV.2 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS .....	38
Figure. IV.3 Coupe transversale du tablier.....	43
Figure IV.4 Système B <sub>c</sub> .....	44
Figure IV.5 Système B <sub>t</sub> .....	45
Figure IV.6 Convoi type Mc120 .....	46
Figure IV.7 Convoi type D240.....	46
Figure IV.8. Charge du poids propre sur la poutre.....	47
Figure IV.9. Cas de la charge A .....	47
Figure IV.10. Cas de la charge Bc.....	48
Figure IV.11. Charge Bc .....	49
Figure IV.12. Cas de la charge Bt .....	49
Figure IV.13. Cas de la charge <b>Mc</b> 120.....	50
Figure IV.14. Cas de la charge Mc120.....	51
Figure IV.15. Charges du système D240.....	51
Figure IV.16 Section médiane équivalente à calculer.....	53

Figure IV.17 Section médiane équivalente .....	53
Figure IV.18. Disposition des poutres .....	54
Figure IV.19. Lignes d'influences des poutres .....	55
Figure V.1. Les limites de contraintes de la Classe II .....	60
Figure V.2. Disposition des câbles sur les deux sections .....	62
Figure V.3. Schématisation des câbles .....	63
Figure V.4. Hiérarchie de calcul des pertes.....	64
Figure V.5. Diagramme des contraintes à mi travée .....	67
Figure V.6. Ferrailage des poutres d'about et mi-travée .....	70
Figure VI.1. Flèche max de la poutre due au poids propre .....	71
Figure VI.2. Flèche max de la poutre due à la précontrainte.....	71
Figure VI.3. Flèche max de la poutre à l'ELS.....	72
Figure VII.1 Joint de chaussée JEP3 .....	82
Figure VIII.1. Dimensions de la pile 10 .....	84
Figure VIII.2. Section creuse de la pile .....	84
Figure VIII.3. longueur de flambement.....	91
Figure VIII.5. Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240 .....	91
Figure VIII.6. Section comprimée.....	92
Figure VIII.7. Diagramme des contraintes .....	93
Figure VIII.8. Prédimensionnement de la culée .....	94
Figure VIII.9. Moment max à l'ELS sous la combinaison G+D240.....	98
Figure VIII.10. Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240.....	98
Figure VIII.11. Diagramme des contraintes .....	101

A decorative border in a light brown color frames the page. It features scrollwork at the top-left and bottom-left corners, and rounded ends at the top-right and bottom-right corners.

# **Introduction générale**

## INTRODUCTION GENERALE

L'ouvrage d'art est une construction en génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, tunnel...).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Dans le but de dynamiser le tourisme dans la zone côtière de la wilaya d'ANNABA, Une extension de la côte était lancée, elle commence de Ras El Hamra plage Ain Achir jusqu'à Oued Begret plage Djnen El Bey sur 6 Km.

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire de faible largeur par rapport à la longueur de l'ouvrage. Dans notre mémoire, on va faire une conception et étude du premier viaduc routier du chemin communal reliant Ras El Hamra à Oued Begret situé entre PK1+510 et PK1+965 m.

On développe 8 chapitres dans ce mémoire, on commence par la recherche bibliographique qui consiste à l'évaluation des caractéristiques des mortiers à base des fibres d'aramide , la présentation de l'ouvrage (les données naturelles et fonctionnelles) , la conception de l'ouvrage ( on propose 3 variantes et on choisit la conception la plus optimale selon l'analyse multicritère , les hypothèses de calculs et le calcul des charges et surcharges , l'étude de la précontrainte ( calcul du nombre de câbles et vérification des contraintes ) , l'étude de l'hourdis (calcul des déformations et ferrailage) , les équipements du tablier ( dimensionnement des appareils d'appuis , dés d'appui et choix du joint de chaussées ) et enfin l'étude de l'infrastructure .

# CHAPITRE I

Recherche bibliographique

**« Evaluation des caractéristiques  
mécaniques des mortiers à base des  
fibres d'aramide »**

## EVALUATION DES PROPRIETES MECANIQUES DU MORTIER A BASE DE FIBRES D'ARAMIDE

### I.1. Introduction

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé au monde. Malgré son commun usage, il demeure un matériau complexe, matériau également économique et polyvalent, c'est ainsi qu'il continue encore aujourd'hui d'étonner, alors qu'il réussit sans cesse à relever les défis de l'imaginaire, aussi bien que ceux commandés par l'économie et l'environnement.

Plus que jamais, le béton répond avec brio aux réalités d'aujourd'hui. Autant le béton est solide et durable, autant il est fragile avant sa mise en place. Deux caractéristiques ont néanmoins limité son utilisation : il est fragile et résiste mal à la traction. Ce digest décrit les propriétés générales et l'utilisation en construction du béton de fibres. La promesse d'éléments plus minces, plus résistants, plus légers et moins sujets à la fissuration par la simple addition d'une petite quantité de fibres rend cette innovation très intéressante.

Ainsi apparût le béton de fibres dont l'usage devient de plus en plus répandu à travers le monde. Des milliers, voire des millions de tonnes de fibres sont ajoutées au béton chaque année dans le but d'améliorer l'une ou l'autre de ses propriétés (résistance, ténacité, contrôle de la fissuration...).

Les fibres sont ajoutées à la gâchée du béton, qui contient habituellement du ciment, de l'eau et des granulats fins et grossiers. Parmi les fibres les plus utilisées, citons les fibres polymères (d'aramide, d'amiante et de polypropylène), fibres métalliques (fonte), fibres minérales (fibres de verre, de carbone).

### I.2. Généralité sur les mortiers

Une construction est généralement réalisée par éléments, dont il faut assurer la liaison ou qu'il faut protéger par un revêtement. On doit alors effectuer des scellements ou divers travaux de reprise, de bouchage, etc. Toutes ces opérations se font à l'aide d'un liant toujours mélangé à du sable, de l'eau (et éventuellement un adjuvant) pour obtenir un « mortier », qui se distingue du béton par l'absence de gravillons.

Des compositions multiples de mortiers peuvent être obtenues en jouant sur les différents paramètres : liant (type et dosage), adjuvants et ajouts, dosage en eau. En ce qui concerne le liant, tous les ciments et les chaux sont utilisables ; leur choix et le dosage sont fonction de l'ouvrage à réaliser et de son environnement. Le mortier est un mélange de liant (chaux ou ciment), de sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants.

Selon les performances souhaitées, on utilise des formulations variées, notamment en ce qui concerne les liants. On distingue plusieurs types de mortier :

- **Les mortiers de ciment**

Les mortiers de ciment, très résistants, prennent et durcissent rapidement. De plus un dosage en ciment suffisant les rend pratiquement imperméables. Les dosages courants sont de l'ordre de 300 à 400 kg de ciment pour 1 m<sup>3</sup> de sable.

- **Les mortiers de chaux**

Les mortiers de chaux sont gras et onctueux. Ils durcissent plus lentement que les mortiers de ciment, surtout lorsque la chaux est calcique.

- **Les mortiers bâtards**

Le mélange de ciment et de chaux permet d'obtenir conjointement les qualités de ces deux liants. Généralement, on utilise la chaux et le ciment par parties égales ; mais on mettra une quantité plus ou moins grande de l'un ou de l'autre suivant l'usage et la qualité recherchée :

Plus grande plasticité → plus de chaux

Plus grande résistance → plus de ciment

Les sables utilisés sont généralement siliceux ou silico-calcaires ; leur granulométrie est de préférence continue. Les mortiers peuvent comporter différents types d'adjuvants selon la caractéristique recherchée : Plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs de prise, hydrofuges. L'incorporation de fibres de verre ou de polypropylène permet d'obtenir des mortiers présentant une cohésion supérieure et moins fissurés.

- **Les mortiers fabriqués sur le chantier :**

C'est encore le cas très souvent pour des menus travaux ; le plus grand soin doit être apporté tant au stockage qu'au mélange des constituants qui seront choisis en fonction de l'ouvrage à réaliser : type et classe du liant, nature et granulométrie du sable, dosage en eau, nature des adjuvants.

- **Les mortiers industriels secs pré-mélangés**

Comme la plupart des produits industriels, ces mortiers font l'objet de contrôles à tous les stades de leur élaboration, ce qui constitue pour l'utilisateur une sécurité. Les avantages présentés par ces produits sont : un pré dosage de composition constante, garant de régularité et de qualité ; un gain de temps pour préparer le mortier ; des chantiers plus propres. Les producteurs proposent de nombreuses formules standard répondant à la plupart des besoins.

- **Les mortiers frais retardés, stabilisés, prêts à l'emploi**

Les mortiers frais retardés et stabilisés sont élaborés et livrés par des centrales, comme le béton prêt à l'emploi. Du fait qu'ils sont retardés, ces mortiers peuvent être livrés et stockés en quantité importante sur le chantier. On peut les utiliser dans un délai allant jusqu'à 36 heures.

- **Les mortiers de fibres**

L'incorporation de fibres de verre ou de polypropylène permet d'obtenir des mortiers présentant une cohésion supérieure et moins fissurés. Ce sont soit des mortiers pré-mélangés, livrés en sac, soit des mortiers prêts à l'emploi, livrés par certaines centrales.

### **I.2.1. Les constituants du mortier**

Le béton et le mortier sont des matériaux très utilisés pour les travaux de maçonnerie. Ils se composent d'un mélange de plusieurs éléments avec de l'eau : un liant, un agrégat, voire un adjuvant. Lesquels se choisissent et se dosent en fonction du type d'ouvrage à réaliser :

fondations, mur de soutènement, dalle armée, chape, jointoiement, enduit..., dans la suite on va parler sur les constituants du ciment.

- **Constituants du ciment**

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire que mélangé à l'eau il forme une pâte fait prise et durcit (propriétés hydrauliques). Il est utilisé sous forme de poudre pour confectionner du béton ou du mortier.

Les ciments courants sont élaborés à partir d'un mélange d'environ 80% de calcaire et 20% d'argile, mélange qui est progressivement chauffé à une température voisine de 1450°C, puis brusquement refroidi. Au cours de ces opérations, s'enchaînent plusieurs réactions chimiques. Il en résulte le clinker qui, mélangé avec du gypse et éventuellement avec d'autres produits, puis finement broyé, donne le ciment. Donc les constituants du ciment sont :

**-Le clinker** : Le principal constituant des ciments est le clinker. Il est constitué de silicates de calcium (C3S et C2S) et d'aluminates de calcium (C3A et C4AF).

**-Autres constituants** : L'ajout d'autres constituants permet d'obtenir les différents types de ciments. Ce sont essentiellement du laitier de haut fourneau, des cendres volantes, des calcaires, des fumées de silice, des fillers, du sulfate de calcium (gypse). Lorsque leur teneur en masse excède 5% ce sont des constituants principaux, sinon ils sont appelés constituants secondaires.

Pour obtenir des meilleures propriétés mécaniques et une meilleure durabilité on introduit des fibres , le pourcentage volumique des fibres varie généralement entre 0,9 et 4 %.

Sachant que tous les ciments contiennent en outre du sulfate de calcium (gypse), on distingue plusieurs types de ciment :

**-Le ciment portland** : Ce ciment est composé du seul clinker. Parmi les ciments Portland, il faut signaler le ciment blanc qui permet de réaliser des produits et bétons esthétiques et décoratifs.

**-Le ciment Portland composé** : Ce ciment est composé de clinker broyé avec des cendres volantes.

**-Le ciment métallurgique** : Mélange de clinker broyé avec du laitier granulé, ce ciment est aussi appelé ciment de haut fourneau.

**-Les ciments composés** : Ce type de ciment est composé de trois constituants, le clinker, les cendres volantes et le laitier de haut fourneau.

**-Les ciments composés** : Plusieurs types de ciments spéciaux offrant une meilleure résistance aux sulfates ou à teneur limitée en alcalis sont utilisés pour la fabrication de béton soumis à des conditions d'exploitation particulièrement dures.

### **I.3. Utilisation de fibres dans les mortiers**

Le mortier fibré est principalement utilisé dans le domaine de la construction, aussi bien dans le cadre d'une rénovation que de la réalisation de constructions neuves. La spécificité de sa formulation en fait un mortier aux propriétés mécaniques intéressantes en termes de durabilité.

L'ajout de fibres dans le mortier permet d'augmenter la densité du matériau. Le mortier fibré est plus compact et plus résistant. Ainsi :

- Il bénéficie d'une meilleure résistance à la compression ;
- Il est moins sujet aux risques de fissurations lors de la phase de retrait ;
- Il endure mieux les chocs et les agressions extérieures (pluies acides, pollution) ;
- Il offre peu de prise à la corrosion, qui résulte de la carbonatation du béton et des ions chlorure.

### **I.3.1. Types et intérêt de l'ajout des fibres**

Il existe plusieurs types des fibres, on trouve :

#### **I.3.1.1. Les fibres métalliques**

Ce type des fibres est surtout utilisé pour la construction de structures porteuses (fonte, acier). Les fibres en acier peuvent :

- Améliorer la résistance structurelle ;
- Réduire les besoins de renforcement en acier ;
- Réduire la largeur des fissures améliorant ainsi la durabilité ;
- Améliorer la résistance aux chocs ;
- Améliorer la résistance au gel-dégel.

#### **I.3.1.2. Les fibres polymères**

Ce type des fibres est surtout utilisé pour la construction d'habitats individuels (polypropylène, polyamide, aramide, polyéthylène..). Les fibres en polypropylène et en polyamide peuvent :

- Améliorer la cohésion du mélange ce qui améliore sa pompabilité sur de longues distances ;
- Améliorer la résistance au gel-dégel ;
- Améliorer la résistance à l'écaillage en cas d'incendie ;
- Améliorer la résistance aux chocs ;
- Augmenter la résistance au retrait plastique pendant le durcissement ;
- Améliorer la résistance structurelle ;
- Réduire les besoins de renforcement en acier ;
- Améliorer la ductilité ;
- Réduire la largeur des fissures améliorant ainsi la durabilité.

#### **I.3.1.3. Les fibres minérales (non métalliques)**

Plus rigides, les fibres minérales permettent d'obtenir du béton renforcé (on y retrouve le ballaste, le mica, le verre...). Ce matériau est connu pour sa ductilité ; c'est également un composant incontournable pour protéger l'ouvrage contre la corrosion, et à une température allant jusqu'à 800 °C.

Plusieurs variétés de fibres minérales sont disponibles sur le marché. Mais, en général, les professionnels du BTP optent pour un matériau conforme à la norme NF en 15 422.

Mélangées avec un enduit spécifique, les fibres minérales se caractérisent par une durée de vie plus allongée (entre 50 à 100 ans selon le type de structure).

## I.4. Identification des matériaux et essais réalisés

Afin de déterminer les caractéristiques des constituants du mortier avec fibre, on a effectué les essais d'identification des matériaux et les essais d'écrasement du mortiers dans le laboratoire de l'école ENSTP .

### I.4.1. Matériaux utilisés

#### 1.4.1.1. Ciment

Le ciment utilisé dans la formulation des mortiers est un ciment portland au calcaire CEM II 42,5 N. Sa composition chimique est représentée sur le tableau 1.

Tableau I.1. Composition chimique du ciment

Elément	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	CaO « I »	K <sub>2</sub> O	Ins	Cl <sup>-</sup>	P.F
Valeurs %	24.92	6.58	3.65	56.59	1.21	2,17	0,08	0,608	0,85	1,60	0,00	1.69

#### 1.4.1.2 Granulats

Le sable utilisé est un mélange de deux sables fin et peu grossier, le sable mélange obtenu est de classe granulaire 0/3 et un module de finesse  $M_f = 2,54$ , les masses volumiques apparente et absolue de ce sable sont;  $\rho_{app} = 1,56 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{abs} = 2,65 \text{ g/cm}^3$ .

#### 1.4.1.3. L'eau

Elle est nécessaire pour l'hydratation du ciment et pour obtenir l'ouvrabilité du béton. Elle doit être propre. L'excès d'eau augmente la porosité du béton et par conséquent altère les résistances mécaniques

#### 1.4.1.4. Fibres d'aramide

Les polyamides aromatiques, ou aramides, sont une classe de matériaux résistant à la chaleur et/ou présentant de bonnes propriétés mécaniques. Ils ne peuvent être utilisés que comme fibres, qui servent surtout à la fabrication de matériaux composites, en renfort de matrices. Ils sont caractérisés par :

- Légèreté, bonnes propriétés mécaniques en traction et bonne résistance aux chocs et à l'abrasion, au feu et à la chaleur (ne font pas), aux solvants organiques.
- Une grande difficulté à couper (résistance au cisaillement) ou à usiner, reprise d'humidité importante, sensibilité aux rayons ultraviolets, prix élevé.

Les fibres d'aramides utilisés sont du type II de module élevé, ces propriétés sont représentées sur le tableau ci-dessous

Tableau I.2. Propriétés des fibres d'aramide type II

Propriété	Diamètre équivalent $\times 10^{-6}$	Densité relative	Résistance à la traction (MPa)	Module E (MPa)	Allongement à la rupture %	T(C°) D'inflammation	T (C°) de fusion C°	Absorption d'eau % de masse
Valeurs	10	1,44	2340	120 000	2.5	Élevée	480	1.2

### 1.4.2. Formulation du mortier

Les mortiers formulés sont conformes à la norme EN 196-1. Les rapports sable/ciment et eau/ciment sont respectivement ;  $S/C = 3$  et  $E/C = 0,5$  ;

Les compositions des deux mortiers témoin ( $M_T$ ) et à base de la fibre d'aramide ( $M_A$ ) sont représentée sur le tableau ci-dessous.

Tableau I.3. Composition du mortier

Constituants	$M_T$	$M_A$
Ciment	450g	450 g
Sable	1350g	1350 g
Eau	225 g	225 g
Fibre aramide	00	0.39 g

Le pourcentage en fibre aramide est pris égal à 0.05% du volume, les quantités normatives spécifiées peuvent varier de 0,05 à 0,5% par volume, ainsi l'utilisation de quantités supérieures peut entraîner des problèmes de maniabilité du mortier, en raison de la surface spécifique élevée de ce type de fibre qui provoque la formation « d'oursins », pour cela on a choisi d'étudier l'effet du pourcentage le plus petit sur les propriétés mécaniques du mortier.

### I.4.3. Essais réalisés

#### I.4.3. 1. Essai sur la pâte ciment

Lorsqu'on ajoute de l'eau à un ciment, il se forme une pâte qu'il est possible de travailler, de mouler, de mélanger à du sable et du gravillon pour en faire du mortier ou du béton.

Mais au bout d'un certain temps, intervient une réaction chimique LA PRISE : la pâte, le mortier ou le béton deviennent de plus en plus difficiles à travailler, et bientôt, ils sont durs. On doit donc se poser deux questions :

- Quel pourcentage d'eau faut-il ajouter au ciment pour que la prise se fasse dans de bonnes conditions ? → La réponse est fournie par l'ESSAI DE CONSISTANCE.
- Au bout de combien de temps après le gâchage la prise commence-t-elle ? → La réponse est fournie par l'ESSAI DE PRISE.

#### ➤ Essai de consistance

Il s'agit de déterminer la quantité optimale d'eau de gâchage. La pâte pure gâchée avec la quantité d'eau ainsi déterminée est dite "PATE NORMALE".

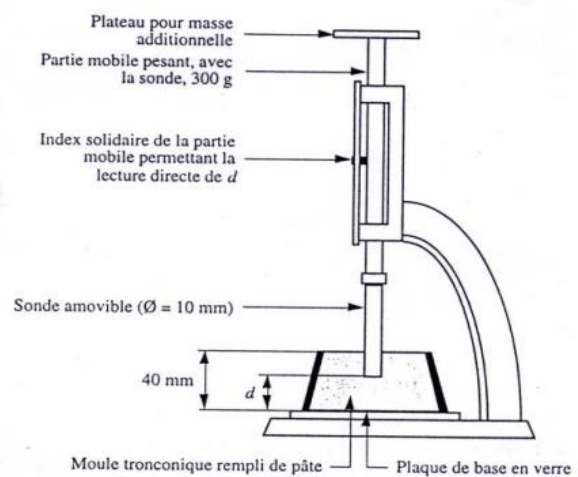


Figure I.1. L'appareil de Vicat

Le matériel utilisé est l'APPAREIL DE VICAT. Il doit être équipé

- D'une sonde cylindrique en métal de 50 mm de longueur effective et de 10 mm de diamètre. La masse totale des parties mobiles doit être de 300 g.

- Du moule de VICAT de forme tronconique, d'une profondeur de 40 mm,  $70\text{mm} < \phi < 80\text{mm}$
- D'une plaque de base plane, plus large que le moule, et d'une épaisseur d'au moins 2,5 mm.

- **Malaxage de la pâte de ciment :**

- On pèse 500 g de ciment et une quantité d'eau tel que le rapport E/C = 0,24.
- On met le tout dans la cuve du malaxeur très soigneusement pour éviter toute perte.
- On met le malaxeur en route, et on déclenche le chronomètre. Le faire tourner à vitesse lente pendant 90 secondes.
- On arrête la machine pendant 15 secondes durant lesquelles la pâte adhérente à la cuve est grattée. Et on remet le malaxeur en route pendant 90 secondes. Le malaxage doit durer au total 3 min.

- **Remplissage du moule :**

- On introduit immédiatement la pâte dans le moule, placé sur une plaque de base plane, légèrement graissée.
- Le remplir à refus, sans tassement ni vibration.
- On enlève l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec précaution. La surface supérieure doit être lisse.

- **Essai de pénétration :**

- Réglage de la sonde : l'abaisser jusqu'à la plaque de base pour ajuster le repère au zéro. On relève la sonde en position d'attente
- On place le moule et la plaque dans l'axe de la sonde.
- On abaisse la sonde jusqu'à ce qu'elle arrive au contact de la pâte. Après on lâche alors rapidement les parties mobiles 4 min après le début du malaxage.
- Effectuer la lecture à la fin de la pénétration, ou 30 secondes après la libération de la sonde
- La lecture indique la distance entre la face inférieure de la sonde et la plaque de base, pour une teneur en eau de la pâte.
- Répéter l'essai avec des pâtes de teneur en eau différentes, de façon à obtenir une distance de  $6\text{ mm} \pm 1\text{ mm}$ .
- Enregistrer la teneur en eau de cette pâte à 0,5 %. C'est la teneur en eau pour le gâchage de la pâte de consistance normalisée.

- **Essais de prise**

**Temps du début de prise ;** Il s'agit de déterminer le temps qui s'écoule entre le gâchage et le début de prise du ciment en utilisant l'appareil de vicat, qui doit être équipé d'une aiguille en acier de 50 mm de longueur effective et de 1,13 mm de diamètre. La masse totale des parties mobiles doit être de 300 g, il représente le temps dont on dispose pour fabriquer, transporter, et mettre en œuvre le mortier.

- On remplit le moule de VICAT de pâte de consistance normalisée et l'araser.
- On règle l'aiguille : l'abaisser jusqu'à la plaque de base pour ajuster le repère au zéro. Relever l'aiguille en position d'attente.
- Au bout d'un temps convenable, on place le moule et la plaque dans l'axe de l'aiguille.
- On abaisse l'aiguille jusqu'à ce qu'elle arrive au contact de la pâte. Lâcher alors rapidement les parties mobiles et laisser pénétrer l'aiguille verticalement.
- On effectue la lecture à la fin de la pénétration, ou 30 secondes après la libération de l'aiguille.
- La lecture indique la distance entre l'extrémité de l'aiguille et la plaque de base.
- On répète l'essai de pénétration sur la même éprouvette à des positions convenablement espacées, et après avoir nettoyé l'aiguille.
- On enregistre le temps mesuré depuis le début du malaxage, au bout duquel la distance entre l'aiguille et la plaque est de 4 mm  $\times$  1 mm. C'est le temps de début de prise à 5 min. prés.

**Temps de la fin de prise ;** Il s'agit de déterminer le temps qui s'écoule entre le gâchage et la fin de prise du ciment.

- On retourne le moule rempli précédemment et on muni l'aiguille de l'accessoire annulaire, procéder de la même manière que pour l'essai de début de prise.
- On effectue la lecture à la fin de la pénétration, ou 30 secondes après la libération de l'aiguille.
- La lecture indique la distance entre l'extrémité de l'aiguille et la plaque de base.
- On répète l'essai de pénétration sur la même éprouvette à des positions convenablement espacées, et après avoir nettoyé l'aiguille.
- On enregistre le temps mesuré depuis le début du malaxage, au bout duquel l'aiguille ne pénètre plus pour la première fois qu'à 0,5 mm. C'est le temps de fin de prise à 15 min. prés.

#### **I.4.3.2 Essais sur sable**

La propreté des granulats joue un rôle très important dans la construction de génie civil, et comme le sable est un matériau indispensable est important pour les constructions, on a intérêt de classer sa granulométrie et calculer son module de finesse.

##### **➤ Analyse granulométrique**

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 125 mm.

On appelle : refus sur un tamis la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis, et le tamisât (ou passant) la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. On a travaillé avec 2 types de sables fin et concassé pour trouver le bon sable.

Le sable étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des grains s'obtiennent par vibration de la colonne des tamis.

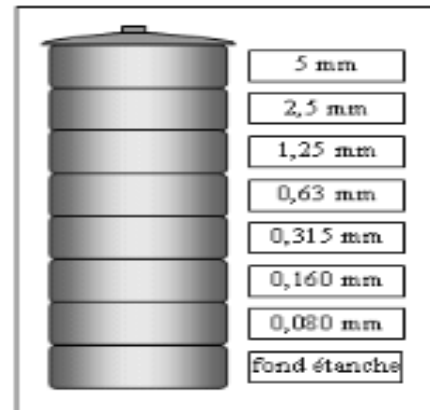


Figure I.2. Série des tamis utilisés

Cet essai permet de tracer sur une feuille semi-logarithmique la courbe granulométrique du sable

- **Module de finesse**

Selon la norme Française [NFP 18-540] : Le module de finesse est égal au 1/100<sup>e</sup> de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentages sur les tamis de la série suivante : 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5 mm.

$$M_f = \frac{1}{100} \sum \text{Refus cumulé en \% des tamis (0,16 ; 0,315 ; 0,63 ; 1,25 ; 2,5 ; 5)} \quad (I.1)$$

### I.4.3.3 Essais sur mortiers

#### a. Préparation des éprouvettes

Avant d'être utilisé pour l'identification des caractéristiques physique et/ou mécanique, le mortier témoin est malaxé pendant 4 minutes conformément aux prescriptions de la norme :

Introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur ; y verser ensuite le ciment ; aussitôt après, mettre le malaxeur en marche à vitesse lente. Après 30 s de malaxage introduire régulièrement le sable pendant les 30 s suivantes. Mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide et continuer le malaxage pendant 30 s supplémentaires.

Arrêter le malaxeur pendant 1 min 30 s. Pendant les 15 premières secondes enlever au moyen d'une raclette tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci.

Reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60 s. Ces opérations de malaxage sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau I.4. Opération de malaxage du mortier normal**

Opération	Introduction de l'eau	Introduction du ciment	/	Introduction du sable	/	/	Raclage de la cuve	
Durée	/	/	30 s	30 s	30 s	1 min 30 s	15 s	60 s
Etat du malaxeur	Arrêt		Vitesse lente		Vitesse rapide	Arrêt		Vitesse rapide

Le mortier prêt est ensuite versé dans des moules prismatiques 4x4x16 cm pour écrasement à 7 et 28 jours, la mise en place est réalisée par vibration.

Pour le mortier avec aramide, on doit malaxer à sec le ciment avec les fibres d'aramide pendant une minute après on introduit l'eau.



**Figure I.3 Les fibres d'aramide**

• **Remplissage et conservation**

Il se fait en deux couches auxquelles on impliquera une vibration par couche. Une fois le moule rempli, on arase et on lisse la surface avec une truelle.

Après le démoulage qui se fait après 24 h les éprouvettes destinées à l'écrasement seront conservées dans l'eau à une température de 20°



**Figure I.4 Les moules**



**Figure I.5 Mortier durci avec l'aramide**

**b. Essais mécaniques**

➤ **Essai de traction par flexion**

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques (4×4×16cm). Norme NF P 18-401 L'essai est effectué sur une machine électrique de capacité maximale de 200 kN.



Figure I.6 Essai de traction par flexion

➤ **Essais de compression**

On utilise les deux morceaux restant de l'essai de flexion avec la même machine dont la capacité maximale est de 200 KN sa mise en marche s'effectue avec une vitesse de chargement de 2400 N/s. La résistance à la compression correspond à la contrainte maximale donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \tag{I.2}$$

Tel que : P c'est la charge appliquée et S = 16 cm<sup>2</sup> la surface chargée



Figure I.7. Essai de compression

## I.5. Résultats et interprétation

### I.5.1. Essai sur la pâte ciment

#### I.5.1.1. Essai de consistance

Tableau I.5. Résultat de l'essai de consistance

Pour C = 500 g	E/C = 0,26	E/C = 0,28	E/C = <b>0,27</b>
Quantité d'eau E (g)	130	140	<b>135</b>
Enfoncement d (mm)	17	1	<b>5</b>

La pâte est à consistance normale pour E/C = 0,27 avec E = 135 g.

#### I.5.1.2. Essais de prise

##### a. Temps du début de prise

Tableau I.6. Résultats de l'essai de début de prise

Pour C = 500 g ; E/C = 0,27	Temps(min)	30	70	90	125	<b>150</b>
Enfoncement d (mm)		0	0	0,5	1,5	<b>4,5</b>

Le temps du début de prise est 150 min pour un enfoncement de 4,5 mm.

##### b. Temps de la fin de prise

Tableau I.7. Résultats de l'essai de la fin de prise

Pour C = 500 g ; E/C = 0,27	Temps(min)	30	70	90	125	150	<b>200</b>
Enfoncement d (mm)		0	0	0,5	1,5	4,5	<b>0,5</b>

Le temps de la fin de prise est 200 min pour un enfoncement de 0,5 mm.

### I.5.2. Essai sur sables

Les résultats de l'analyse granulométrique sont montrés dans les tableaux suivants :

• **Sable Concassé**

Tableau I.8. Analyse granulométrique du sable concassé

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	% Refus cumulé	% Tamisât
5	1,18	1,18	0,059	99,94
2,5	415	416,8	21,01	78,99
1,25	635	1051,8	53,06	46,94
0,63	415	1466,8	74,01	25,99
0,315	280	1746,8	88,15	11,85
0,16	160	1906,8	96,23	3,77
0,08	65	1971,8	99,5	0,50
Fond	9,74	1980,92	100	0,00

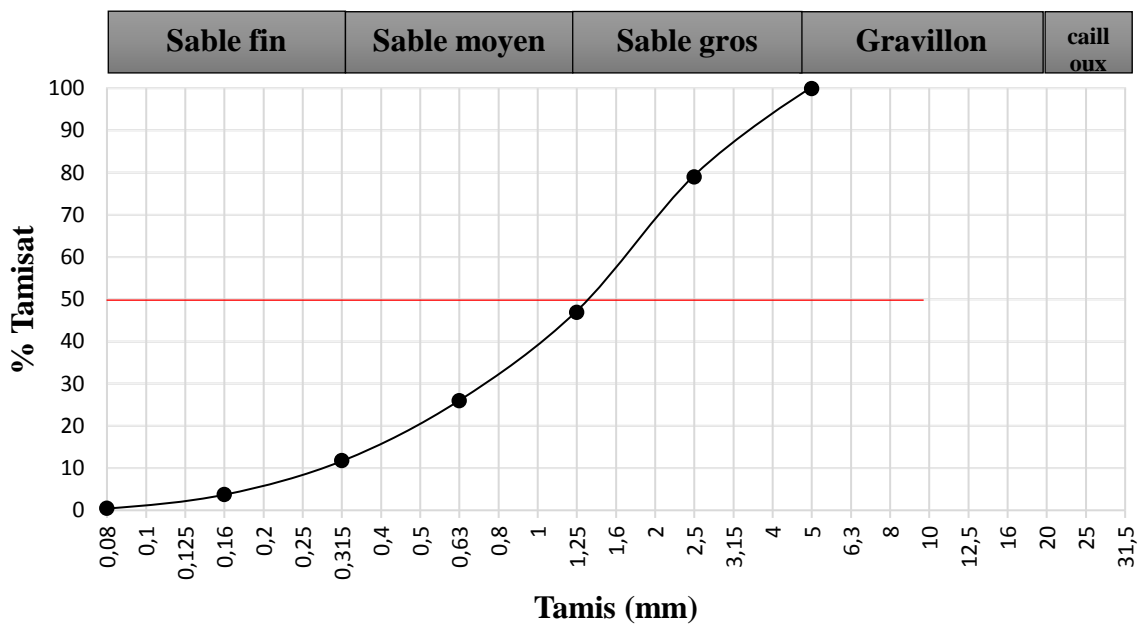


Figure I.8 Courbe granulométrique du sable concassé

On 52,6% des grains ont des dimensions variantes de 1,25à 5 mm, donc c'est un sable grossier.

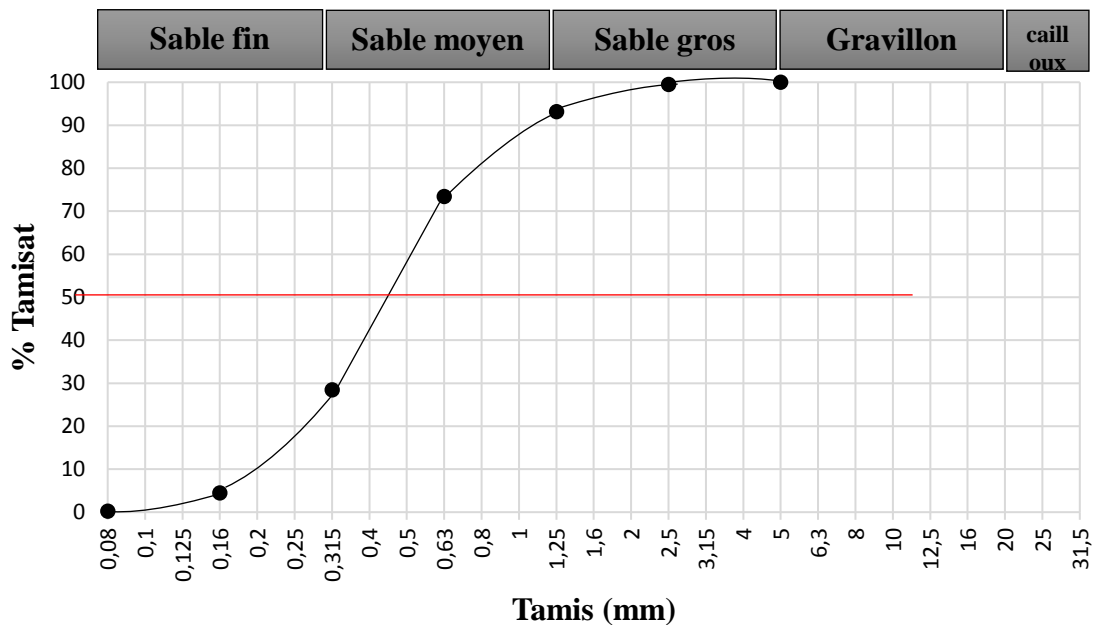
Module de finesse :

$$M_f = \frac{1}{100} (0,059+21,01+53,06+74,01+88,15+96,23) = 3,33 \rightarrow \text{Sable peu grossier}$$

- **Sable fin**

**Tableau I.9. Analyse granulométrique du sable fin**

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	% Refus cumulé	% Tamisât
5	0	0	0	100,00
2,5	9,76	9,76	0,49	99,51
1,25	124,68	134,44	6,8	93,20
0,63	391,5	525,94	26,58	73,42
0,315	890,16	1416,1	71,55	28,45
0,16	473,38	1889,48	95,48	4,52
0,08	83,94	1973,42	99,72	0,28
Fond	5,48	1978,9	100	0,00



**Figure I.9 Courbe granulométrique du sable fin**

On a 64,75% des grains ont des dimensions variantes de 0,315 à 1,25 mm, donc c'est un sable moyen.

Module de finesse :

$$M_f = \frac{1}{100} (0+0,49+6,8+26,58+71,55+95,48) = 2,01 \rightarrow \text{Sable a majorité des grains fins.}$$

• **Mélange des deux sables**

Pour trouver un sable préférentiel on prend 40% du sable concassé avec 60% du sable fin, on obtient le tableau suivant qui contient les différents pourcentages des refus cumulés avec leurs modules de finesses :

Tableau I.10. Sable corrigé

Tamis (mm)	Sable Concassé	Sable Fin	Sable Après Correction	Tamisât (%)
5,00	0,06	0,00	0,00	100
2,50	21,01	0,49	8,70	91,302
1,25	53,06	6,80	25,30	74,696
0,63	74,01	26,58	45,55	54,448
0,32	88,15	71,55	78,19	21,81
0,16	96,23	95,48	95,78	4,22
0,08	99,50	99,72	99,63	0,368
Fond	100,00	100,00	100,00	0
M <sub>f</sub>	3,33	2,01	<b>2,54</b>	/

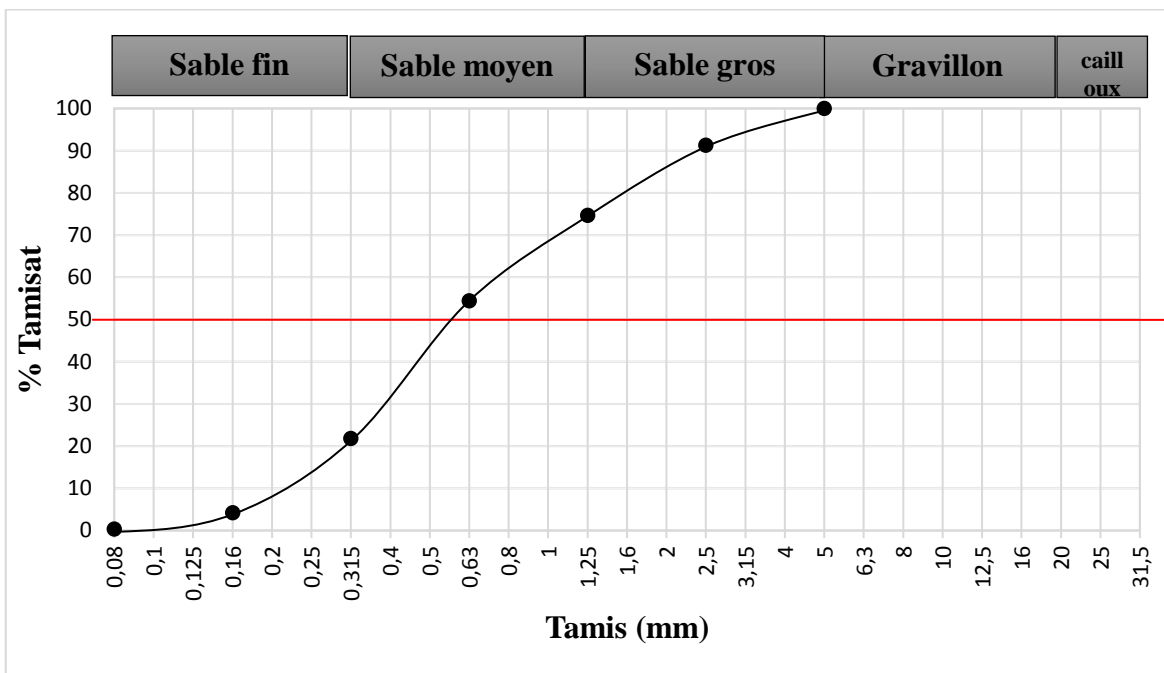


Figure I.10 Courbe granulométrique du mélange

On a 65% des grains ont des dimensions variantes de 0,315 à 1,25 mm, donc c'est un sable moyen.

**I.5.3. Essais sur mortier**

Afin de connaître le comportement mécanique du mortier à base de fibres d'aramide, des essais de compression et de traction par flexion à 7 et 28 jours ont été effectués.

### I.5.3.1. Essai de traction par flexion

Nous rappelons que les éprouvettes utilisées sont des prismatiques de (4×4×16cm), conservées dans l'eau potable à une température ambiante au sein du laboratoire jusqu'à la date de l'essai, avant chaque essai les éprouvettes seront essuyées et séchées. La mesure de la résistance à la traction est valable surtout pour identifier l'adhérence ciment+ grains. Pour chaque essai, nous avons écrasé trois éprouvettes (à 7 et à 28 jours). Les résultats sont représentés ci-dessous :

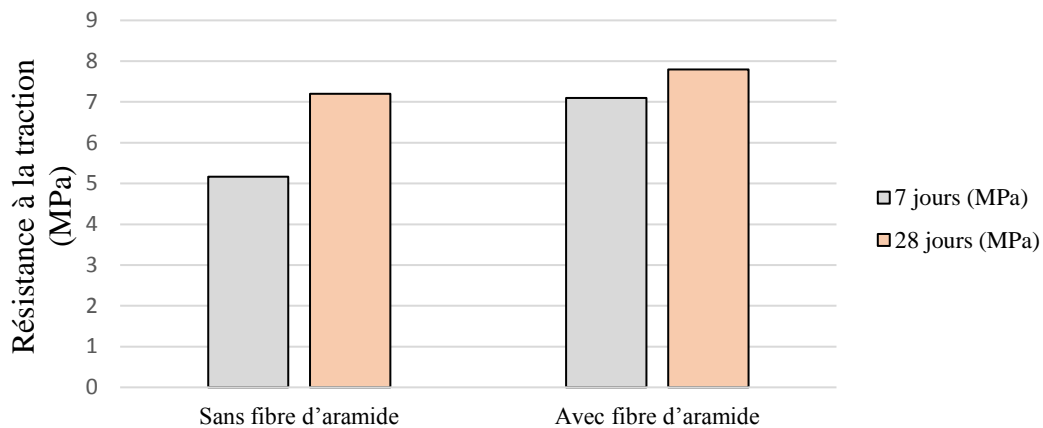


Figure I.11 Histogramme des résultats de traction par flexion

On remarque que la fibre a fait augmenter la résistance à la flexion à 7 j de 2 MPa, mais elle n'apporte aucun résultat significatif sur l'augmentation de la résistance à 28j.

### I.5.3.2. Essai de compression

Les résultats de l'essai de compression sont représentés ci-après.

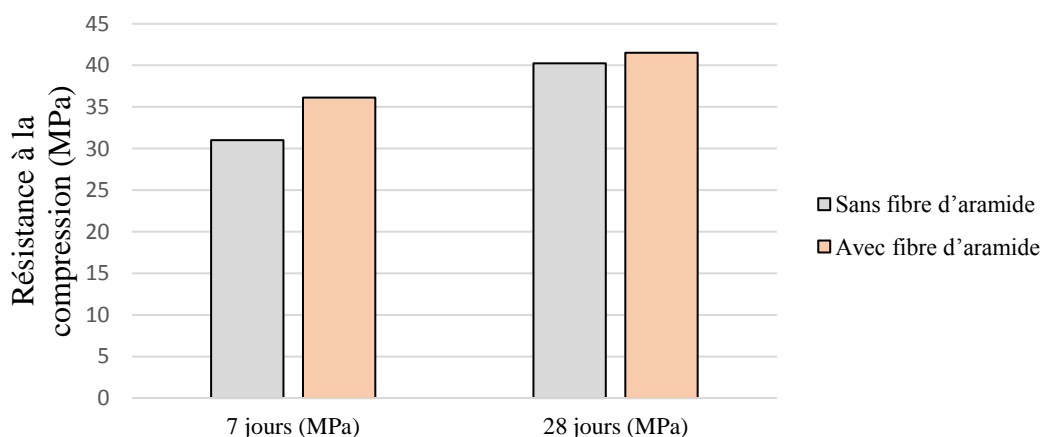


Figure I.12 Histogramme des résultats de compression

Les résultats illustrés par cette figure montrent que l'influence des fibres d'aramide sur la résistance en compression à 28 jours est négligeable. La différence des niveaux de résistance à 7 jours par rapport au béton de référence sans fibres est de l'ordre de 5.12 MPa qui représente une augmentation de 14 %.

L'augmentation des résistances mécaniques au jeune âge (7 jours) permet de diminuer le retrait plastique, de réduire la formation des micros fissures et d'améliorer le comportement du mortier en post fissuration.

### **I.6. Conclusion générale**

Les propriétés mécaniques du mortier à base de fibres d'aramide ont été analysées et comparées au mortier témoin. Nos résultats montrent une amélioration des performances mécaniques du mortier au jeune âge (7j).

Le dosage en fibre de 0,05% dans le mortier donne des résultats importants en termes de la résistance à la traction par flexion et une légère amélioration de la résistance à la compression. Les résultats sont plus encourageants en termes de résistance à la traction par flexion. Les orientations futures de ce travail vont dans le sens d'intégrer les mortiers de fibres d'aramide dans la nouvelle technologie des mortiers fibrés dans le but de diminuer le retrait plastique et réduire la formation des micros fissures et améliorer par la suite le comportement du mortier en post fissuration.



**CHAPITTE II**  
**Présentation de**  
**l'ouvrage**

## II.1. Introduction

Dans le but d'améliorer de la côte de la wilaya d'Annaba, un projet de réalisation d'un chemin communal, y compris les ouvrages d'art, reliant Ras El Hamra à Oued Begret ( Séraïdi) est en cours d'exécution. On s'intéresse dans ce chapitre à présenter le premier viaduc objet de l'étude dans ce mémoire.

## II.2. Présentation du projet

Le chemin communal se projeté sur 6 Km , commençant à Ain Achir(Ras El Hamra) jusqu'à la plage de Jnen el bey (Oued Begret) , il contient 04 viaducs sur une longueur de 1,2 Km, la réalisation du projet se fait sous la supervision de deux entreprises Altro pour les routes et SAPTA pour les ouvrages d'art.

L'impact de ce projet est important pour la dynamisation des activités récréatives et de détente. D'autant que ce chemin communal qui relie Ras El Hamra à Oued Begret, va permettre une fluidité dans la circulation et le déplacement des visiteurs et estivants, nombreux à longueur d'année, notamment en été, en raison des bienfaits qu'offre ce site ou se marient harmonieusement le ciel, la mer et la végétation pour former un ensemble paradisiaque.

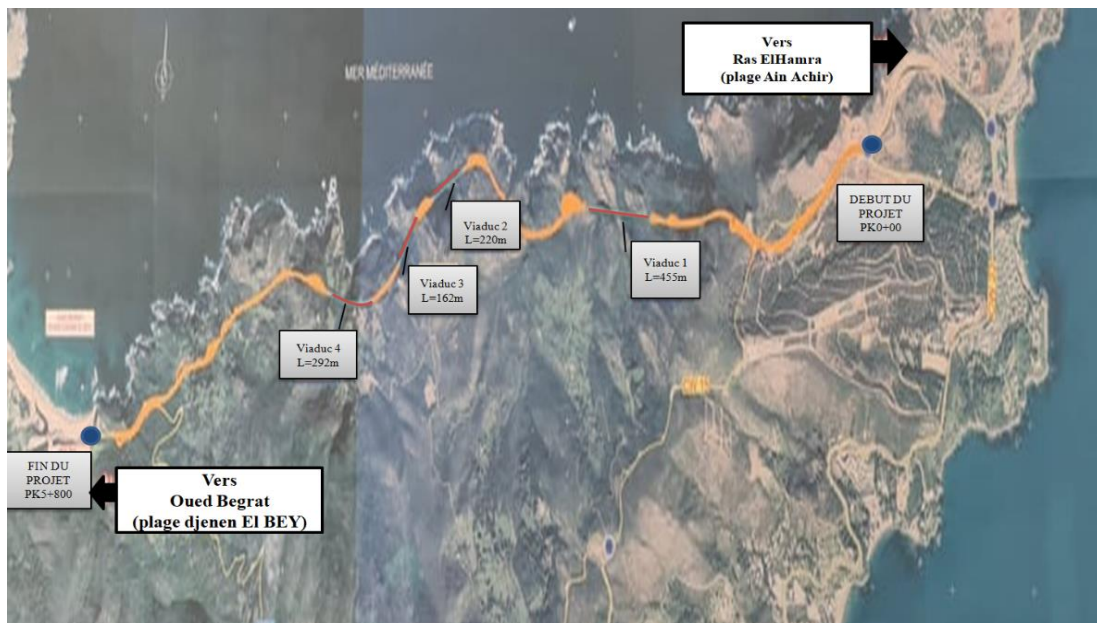


Figure II.1. Présentation du projet sur une carte satellitaire

## II.3. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre du projet "Réalisation du chemin communal reliant Ras El Hamra à Oued Begret " nous sommes intéressées à la conception et l'étude du viaduc V1 situé entre le PK 1+513 et PK 1+968 avec une longueur de 455m, entre la plage de Ain Achir (Ras el Hamra) et la plage jnen l bey (Oued Begret).



Figure II.2. Situation de l'ouvrage avec google earth.

### II.3.1. Données naturelles

#### II.3.1.1. Données topographiques

L'ouvrage est implanté dans une zone côtière dans un terrain montagneux accidenté.

#### II.3.1.2. Données sismologiques

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Annaba et plus exactement dans la zone côtière Ras El Hamra qui est considérée une zone de sismicité moyenne IIa (figure II.2)

Tableau II.1. Classifications des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

De plus, le pont est classé en groupe de pont 1, c'est un pont stratégique avec un coefficient d'accélération  $A=0,25$ .

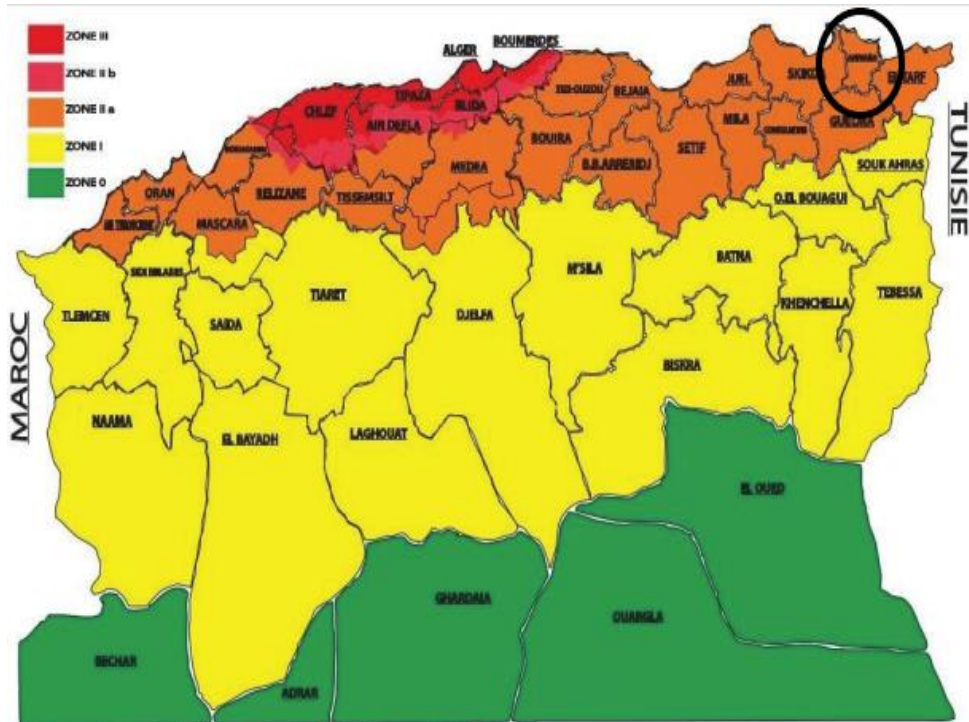


Figure II.3. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

### II.3.1.3. Données géologiques

La géologie d'Annaba est caractérisée par deux types de formation :

- Une formation métamorphique dont l'élément le plus caractéristique correspond au massif de l'Edough qui constitue la terminaison Est de la ligne des crêtes du massif Kabyle.
- Une formation sédimentaire qui correspond aux plaines.

La région d'étude est située sur la côte algérienne de la Méditerranée, à une vingtaine de kilomètres à l'Ouest d'Annaba, elle est connue par ses minéralisations filoniennes polymétalliques à Fe-Cu-Zn-Pb.

### II.3.1.4. Données géotechniques

Les données géotechniques sont indispensables et importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis d'une part et pour le choix de la conception d'autre part.

- Essai in situ : Sur le site, le LTP Est a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :
  - 03 sondages carottés de 20 mètres de profondeur.
  - 03 sondages pressiométriques de 20 mètres accompagnés par des essais.

D'après les résultats des sondages carottés on distingue la lithologie du sol suivante :

- Terre végétale à une profondeur 0,5m
- Limon, argile et graves de couleur noirâtre jusqu'à 2m de profondeur.
- Gélissés schisteux très altérés, oxydés et décomposés.
- Gélissés schisteux très altérés, oxydés et très fracturés.
- Gélissés schisteux altérés et fracturés.

- Essai au laboratoire : Les échantillons prélevés ont subi les analyses suivantes :
  - Densité sèche  $\gamma_d$  (t/m<sup>3</sup>)
  - Teneur en eau W (%)
  - Densité humide  $\gamma_h$  (t/m<sup>3</sup>)
  - Analyse granulométrique
  - Analyse chimique sommaire : insoluble, carbonates et chlorures.

**Tableau II.2. Résultats des essais au laboratoire réalisés sur les sols et les roches du terrain**

	SONDAGES N°	01	01	01	02	02
Teneur en eau + densité	Prof. (m)	3.0 /4.0	9.2 /9.6	13.5 /14.0	5.0 /5.6	9.0 /9.8
	W(%)		14.5		17.7	15.5
	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )		2.1		2.14	2.18
	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )		1.84		1.82	1.88
	S <sub>r</sub> (%)		100		99	96
Analyse granulométrique	2 (mm)	69.64	90.94	52.76	99.11	98.45
	0.08 (mm)	40.04	61.78	32.38	72.86	70.4
	20 (µm)	24	33	17.5		
	2 (µm)	6.37	13.46	05		
Analyse chimique	INSOLUBLE	91.17	90.54	87.19	89.04	88.65
	Carbonates CaCO <sub>3</sub>				10.04	5,74
	Gypse CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
	Chlorure NaCl	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

D'après le rapport de LTP le site est classé site rocheux type S1. (Pour plus de détails voir annexe II).

### II.3.1.5. Données climatiques

- **La température**

La température de la zone d'étude doit être prise en considération lors des calculs des ouvrages, car ses effets interviennent au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui spécialement. La Variation de température (Annaba Nord d'Algérie) :  $\pm 35^\circ\text{C}$ .

- **Pluviométrie**

Une moyenne 36mm d'eau de pluie par mois dans les saisons d'hiver.

- **Le vent**

Le vent engendre des efforts de 1.25 KN/m<sup>2</sup> sur les structures en cours de construction, ces efforts sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées

aux surfaces exposées au vent. Une moyenne de vitesse du vent de 16 à 20 Km/h dans la zone du projet.

- **L'humidité**

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%. La présence de poussière et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation. Pour la région d'Annaba l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%.

### II.3.2. Données fonctionnelles

#### II.3.2.1. Tracé en plan

Le viaduc est un pont droit avec une Longueur totale d'environ 455 m.

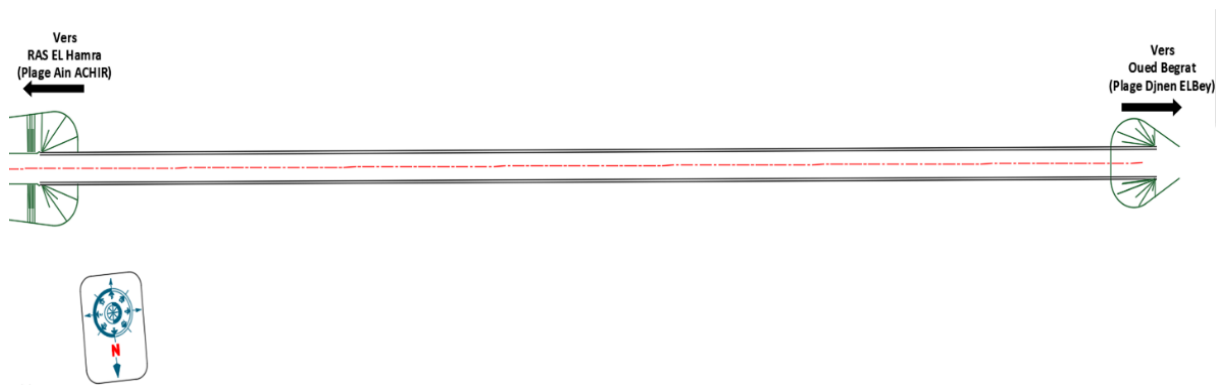


Figure II.4. Tracé en plan de l'ouvrage

#### II.3.2.2. Profil en long

Le profil en long du projet montré dans la figure suivante est une ligne droite avec une pente  $p=0.05\%$  .

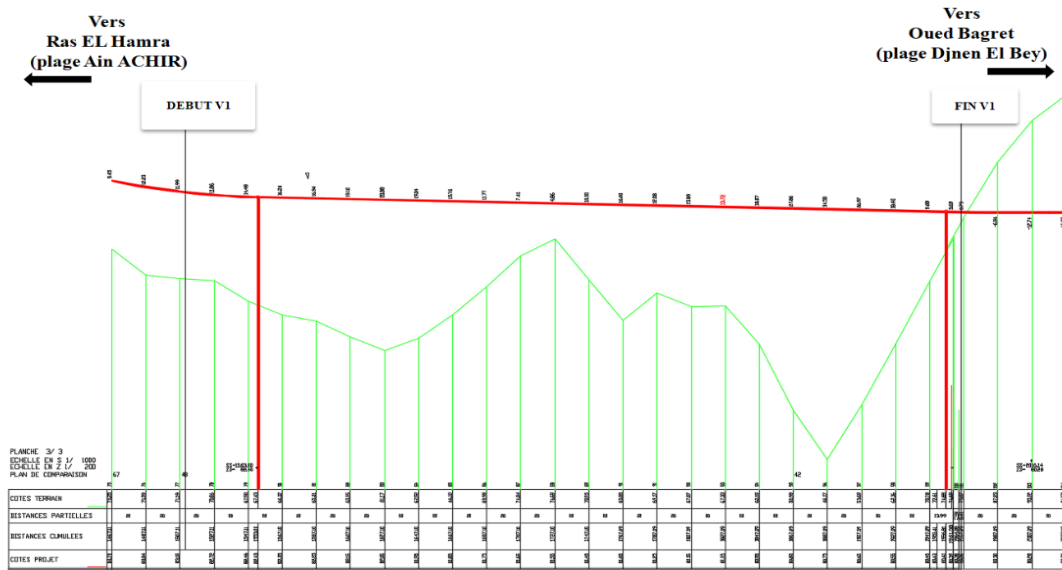


Figure II.5. Profil en long du terrain

### II.3.2.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Chaussée de deux voies : 9,5m.
- Deux trottoirs 0,75 m chacun.
- La pente du versant 2,5%.

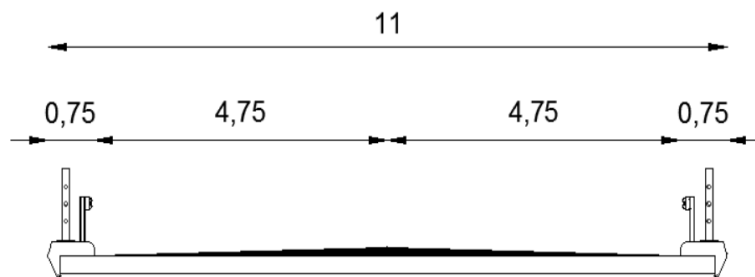


Figure II.6. Profil en travers de la voie portée

## II.4. Conclusion

On a présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à mon ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.



**CHAPITRE III**  
**Conception de**  
**l'ouvrage**

### III.1. Introduction

Le présent chapitre traite les conceptions envisagées pour notre ouvrage, dans le but d'avoir une conception optimale techniquement et économiquement qui s'adapte avec les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

### III.2. Choix de type de l'ouvrage

Pour obtenir le meilleur choix de conception, il faut connaître les types d'ouvrages qui peuvent être envisagés, pour retenir les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. Pour cela, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- La nature de l'obstacle (oued, route,).
- L'utilisation (rail, route,...).
- La géométrie (courbe, biais, droit,...).
- Système mécanique (isostatique, hyperstatique).

Il existe d'autres paramètres propres au projet qui interviennent dans le choix du type d'ouvrage, parmi lesquels on cite :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale (dans le cas d'un oued).
- L'ouverture de l'ouvrage.

### III.3. Proposition et prédimensionnement des variantes :

D'après les données et la stratégie du site du projet, on propose les trois variantes suivantes :

- Variante 01 : Pont voussoirs préfabriqué en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Variante 02 : Pont suspendu.
- Variante 03 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.

#### III.3.1. Variante 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

L'évolution des techniques de construction a permis de réaliser des ponts de grandes portées en utilisant des poutres de grandes section creuses appelées poutres en caisson. Les travées sont constituées par un ou plusieurs caissons successifs reliés entre eux par des câbles de précontraintes. Selon les moyens disponibles, ils peuvent être coulés sur place ou bien préfabriqués. Pour notre cas, les voussoirs seront coulés sur place.

##### III.3.1.1. Conception longitudinale :

Les ouvrages les plus courants à une hauteur variable (lorsque les portées principales sont supérieures à 65/70m) comportent une série des travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 0,5 à 0,7 de celles des travées principales. Pour cet ouvrage, on

opte une travée principale de 90 m et deux travées de rives de 47,5 m ce qui donne un balancement de 0,61 m.

**Découpage des voussoirs :**

- La longueur des voussoirs courants est constante et varie entre 2,50 et 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.
- Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.
- Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants.

**Tableau III.1. Longueurs des voussoirs**

Désignation	Valeur (m)
Longueur de la travée principale	90
Longueur des voussoirs courants $L_v$	5
Longueur des voussoirs sur pile $L_p$	8
Longueur du voussoir de clavage $L_c$	2
Longueur des voussoirs coulés sur cintre	3.5

D'où, le nombre des voussoirs courants est donc :

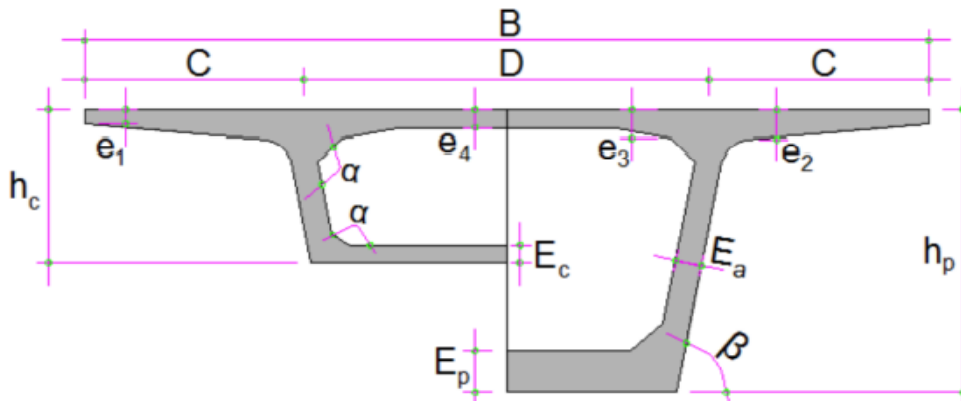
$$N = \frac{\frac{L}{2} - \frac{L_p}{2} - \frac{L_c}{2}}{L_v} \tag{III.1}$$

Donc  $N= 8$  voussoirs courants.

- Pour chaque travée de rive : un voussoir de clavage et 8 voussoirs courants.
- Pour la travée centrale : un voussoir de clavage et 16 voussoirs courant et 2 voussoirs sur pile

**III.3.1.2. Conception transversale**

La largeur de tablier influe sur la forme du caisson, pour le cas d'un tablier à une largeur inférieure à 20 m, la section transversale est constituée d'un caisson à deux âmes



**Figure III.1. Section transversale du voussoir**

Tableau III.2. Prédimensionnement des voussoirs

Elément	Ratio usuel	Valeur (m)
Hauteur de voussoirs sur pile	$L/18 < h_p < L/16$	5,6
Hauteur de voussoirs à la clef	$L/35 < h_c < L/30$	2,8
Largeur de voussoir	B	11
C	B/4	2,75
D	B-2C	5,5
e <sub>1</sub>	e <sub>1</sub> > 16 cm à 18 cm	0,20
e <sub>2</sub>	$C/8 < e_2 < C/7$	0,38
e <sub>3</sub>	e <sub>3</sub> > e <sub>2</sub> -0,1 m e <sub>3</sub> > 1,5e <sub>4</sub>	0,35
e <sub>4</sub>	$D/30 < e_4 < D/25$	0,22
Inclinaison de l'âme	$10 \% < \beta < 30 \%$	0,20
E <sub>a</sub>	$E_a > 0.26+L/500$	0,44
E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> > 18 à 22 cm	0,30
E <sub>p</sub>	35 cm < E <sub>p</sub> < 80 cm	0,60
Gousset supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	0,45
Gousset inférieure	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	0,45

III.3.1.3. Lois de la variation des voussoirs :

Les différents paramètres de la section transversale des voussoirs courants varient suivant une loi parabolique

- La hauteur :  $H(x) = H_p - 2(H_p - H_c)\left(\frac{x}{L}\right) + (H_p - H_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$  (III.2)



Figure III.2. Variation de la hauteur des voussoirs

- L'épaisseur de l'hourdis inférieur :  $e(x) = e_p - 2(e_p - e_c)\left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$  (III.3)



Figure III.3. Variation de l'épaisseur des voussoirs

- La section :  $S(x) = S_p - 2(S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$  (III.4)



Figure III.4. Variation de la section des voussoirs

- Centre de gravité du voussoir :  $Y(x) = Y_p - 2(Y_p - Y_c)\left(\frac{x}{L}\right) + (Y_p - Y_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$  (III.5)
- L'inertie :
- Propriétés des sections

Tableau III.3. Caractéristiques mécaniques des sections

Paramètre	Section sur pile	Section à la clef
H (m)	5,60	2,80
e (m)	0,6	0,3
S (m <sup>2</sup> )	10,761	7,451
V (m)	2,93	1,17
V'(m)	2,97	1,63
I (m <sup>4</sup> )	49,5526	8,4013

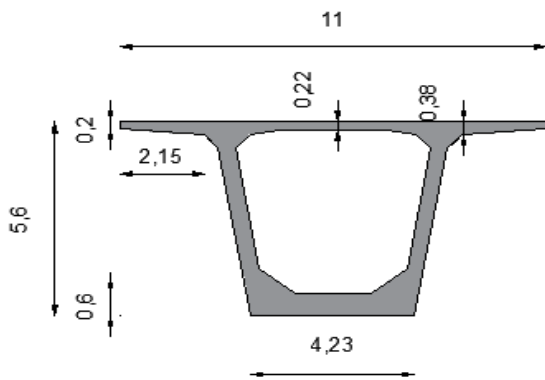


Figure III.5. Coupe transversale du VSP

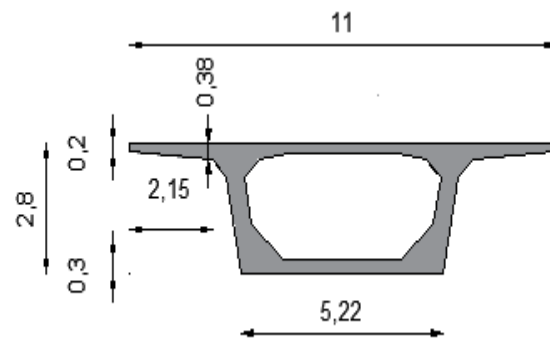


Figure III.6. Coupe transversale du VSCulée

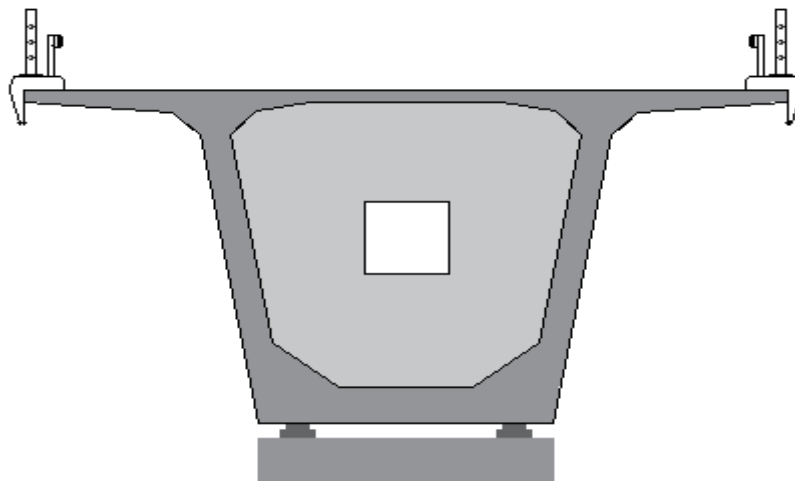


Figure III.7. Coupe transversale de la variante n°1

### III.3.2. Variante 02 : pont suspendu

Un pont suspendu est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées sur les berges. Contrairement à tous les autres ponts, les ponts suspendus exercent une traction horizontale sur leur point d'appui.

La typologie des ponts suspendus est définie par rapport aux formes caractérisant la suspension. Il existe deux formes de la suspension : totale et centrale.

#### III.3.2.1. Conception transversale :

- **Pylônes :**

L'ouvrage constitue deux pylônes à deux mâts verticaux en forme de H fermée, leur construction fait plus souvent appel au béton. Les montants sont entretoisés sur leur hauteur pour rigidifier la structure sous les effets de compression et de flexion transversale. D'après les documents visualisés on obtient la conception suivante : Hauteur = 54 m , a = ?

On doit déterminer tout d'abord l'effort vertical au niveau du pylône. En réalité ce n'est que la composante verticale de la tension au niveau du câble, elle est calculée dans la partie de la conception longitudinale (partie qui suit), on trouve  $T_y = 3102,7 \text{ t}$  , pour un mât en H :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ MPa} = 2267 \text{ t/m}^2 \text{ , si on adopte une section carré de côté } a \text{ ;}$$

le mat travaille à la compression donc la contrainte = Force / Surface , c.à.d. :  $f_{bc} = T_y / a^2$

$$a = \sqrt{\frac{T_y}{f_{bc}}} = \sqrt{\frac{3102,7}{2267}} = 1,17 \text{ m} \text{ , on prend } a = 3\text{m}$$

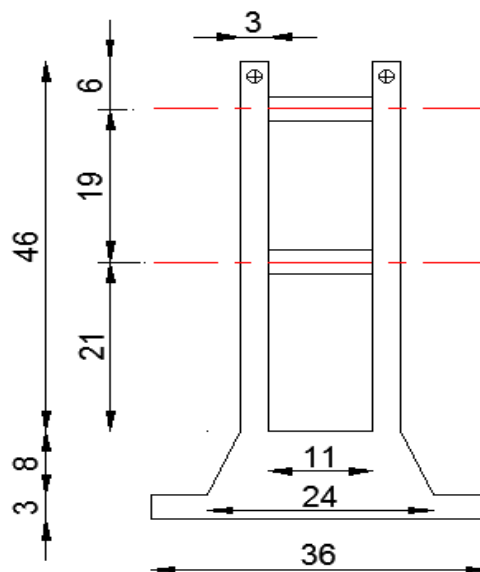


Figure III.8. Coupe transversale du mât

• **Tablier :**

On a opté pour un tablier en ossature mixte, ce qui nous offre de nombreux avantages dans une gamme de la portée de l'ouvrage. En effet, les ossatures mixtes sont plus économiques que les caissons à dalle orthotrope et sont plus légères que les tabliers en béton. Par ailleurs leur montage est relativement simple. En général, le tablier est constitué par une dalle mince, reposant sur 2 poutres principales longitudinales en acier, entretoisées tous les 5m avec des profilés en HEA600 ( $S=226,5\text{cm}^2$ ).

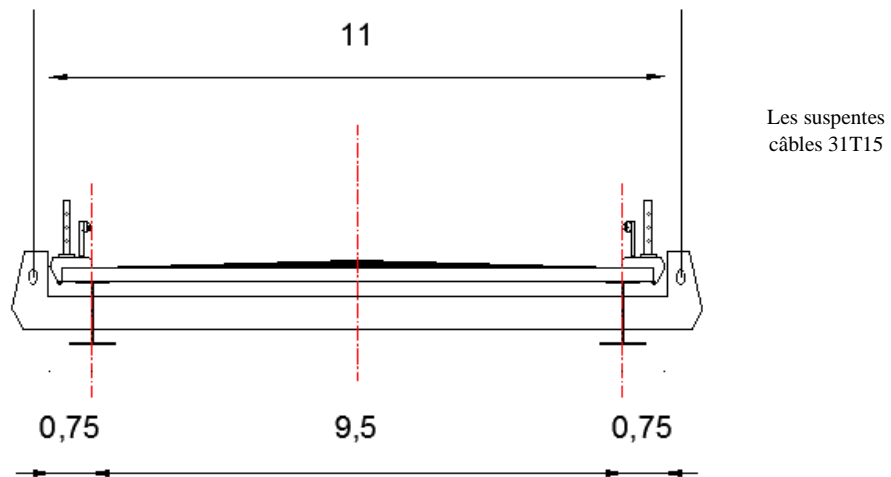


Figure III.9. Coupe transversale du tablier

**-Prédimensionnement du tablier :**

Nombre des poutres  $n$  :  $n = \frac{L_a}{d}$

$L_a$  : largeur du tablier,  $L_a = 11$  m

$D$  : l'espacement, on le fixe  $d = 9,5$  m

Donc :  $n = \frac{L_a}{d} = \frac{11}{9,5} = 1,16$ ,  $n = 2$  poutres

Hauteur des poutres  $h$  :

L'élancement économique de la poutre est de  $\frac{L}{25}$  donc :

$h = \frac{L}{25} = \frac{23}{25} = 0,92$ , on prend une poutre de 1,2 m .

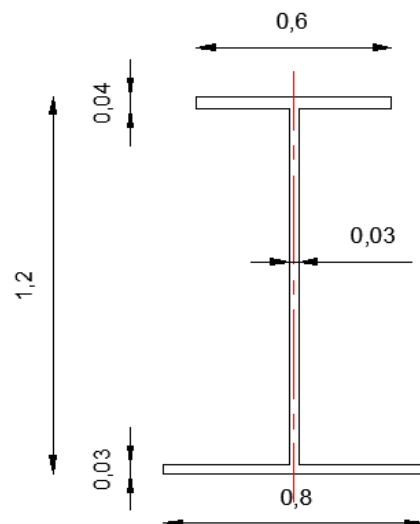


Figure III.10. La coupe transversale de la poutre

**Calcul des charges :**

**Tableau III.4. Les charges**

		$G = (S \times 1 \text{ ml} \times \gamma) \text{ kN/ml}$	$Q = (q_t \times l) \text{ kN/ml}$
Eléments porteurs		$0,0819 \times 1 \times 78 = 6,39$	$3 \times 9,5 = 28,5$
Dalle		$11 \times 0,25 \times 1 \times 25 = 68,75$	
Entretoises		$0,02265 \times 11 \times 78 \times 91 / 460 = 3,84$	
Trottoir		$2 \times 0,75 \times 0,2 \times 1 \times 25 = 7,5$	
Eléments non porteurs	Revêtement	$0,08 \times 9,5 \times 22 = 16,72$	
	Gardes corps	$2 \times 1 = 2$	
	Glissières de sécurité	$2 \times 0,6 = 1,2$	
Total		106,4	28,5

**III.3.2.2. Conception longitudinale :**

On a opté pour une suspension centrale avec deux câbles porteurs pour une portée de 460 m , 19 suspentes qui forment deux nappes continues de câbles en reliant le tablier aux câbles porteurs tous les 23 m.

Côté câble porteur, les suspentes sont soit attachées à un collier par une articulation de type axe sur chape, soit formées en boucle pour ceinturer le collier dans des gorges rainurées. Les colliers constitués de deux demi-coquilles cylindriques, sont serrés par des boulons à haute résistance pour produire la résistance de friction nécessaire et s'opposer à tout glissement sur le câble. Côté tablier, la liaison est réalisée par un étrier s'articulant sur une pièce spéciale fixée au tablier, ou par ancrage sur un appendice extérieur à la poutre et prolongeant la pièce de pont.

Les suspentes sont perpendiculaires au tablier donc la tension dans ces derniers est équilibrée par la réaction sous les charges permanentes et les charges d'exploitation

$$T_i = R_i \tag{III.6}$$

Pour le dimensionnement des suspentes on doit d'abord déterminer le critère à prendre pour calculer la contrainte admissible des suspentes :

Critère de fatigue :

$$\sigma_g = \left( \frac{g}{q} \right) \Delta \sigma_{adm} \tag{III.7}$$

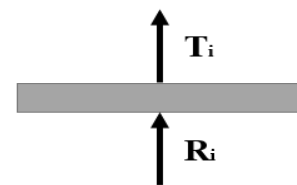
$$\text{Critère de résistance : } \sigma_g = \left( 1 + \frac{q}{g} \right)^{-1} \cdot \sigma_{adm} \tag{III.8}$$

$$\sigma_{adm} = 0,45 \beta_z \tag{III.9}$$

Avec :  $\sigma_{adm}$  la contrainte admissible maximale

$\beta_z = 1770 \text{ MPa}$  la contrainte de rupture de l'acier

$$\sigma_{adm} = 0,45 \times 1770 = 796,5 \text{ MPa}$$



**Figure III.12. Le schéma de la tension au niveau du suspente**

$$\frac{q}{g} = \frac{28,5}{106,4} = 0,27 < 0,3 \text{ donc on dimensionne avec le critère de résistance}$$

$$\sigma_g = \left(1 + \frac{q}{g}\right)^{-1} \cdot \sigma_{adm} = \sigma_g = (1+0,27)^{-1} \cdot 796,5 = 627,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow R_i = (G+Q) \cdot l_i = (104,17+28,5) \times 23 = 3051,41 \text{ kN}$$

$$A_i = \frac{R_i}{\sigma_{adm}} = \frac{3051,41}{796,5} \times 10^3 = 3831,02 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_i}{S_i} = \frac{3831,02}{150} = 26$$

On prend les câbles de Freyssinet 31T15.

• **Hauteur des suspentes :**

Pour le calcul des hauteurs des suspentes on utilise les formules suivantes :

$$y = \frac{4f}{L^2} x (L-x) \tag{III.10}$$

tel que :

y : la flèche pour chaque espacement ; c'est l'équation d'un parabole

L : la portée, L = 460 m

f : la flèche maximale du câble porteur ,  $f = \frac{L}{9} = \frac{460}{9} = 51,11 \text{ m}$

x : l'espacement entre les suspente , x = 23 m

E : le module d'élasticité du câble T15 , E = 190 kN/mm<sup>2</sup>

A<sub>i</sub> : la section du câble i , 31T15 = 4650 mm<sup>2</sup>

H<sub>p</sub> : la hauteur du pylône ; h<sub>i</sub> : la hauteur du suspente i , h<sub>i</sub> = H<sub>p</sub> - y

Les résultats du calcul sont organisés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.5. Les hauteurs et les raideurs des suspentes**

x (m)	y (m)	L <sub>p</sub> (m)	l <sub>i</sub> (m)
23	9,71	54	44,29
46	18,40	54	35,60
69	26,07	54	27,93
92	32,71	54	21,29
115	38,33	54	15,67
138	42,93	54	11,07
161	46,51	54	7,49
184	49,07	54	4,93
207	50,60	54	3,40
230	51,11	54	2,89

• **Câble porteur :**

La composante horizontale du câble est obtenue en utilisant la formule qui suit tel que  $f$  est la flèche initiale du câble :

$$T_x = (G+Q) \frac{L^2}{8f} \quad (\text{III.11})$$

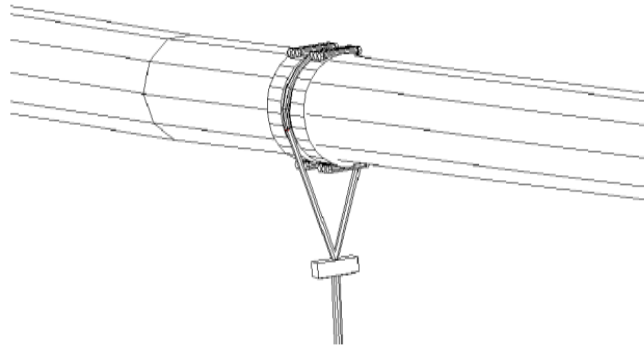


Figure III.13. Le schéma du câble porteur

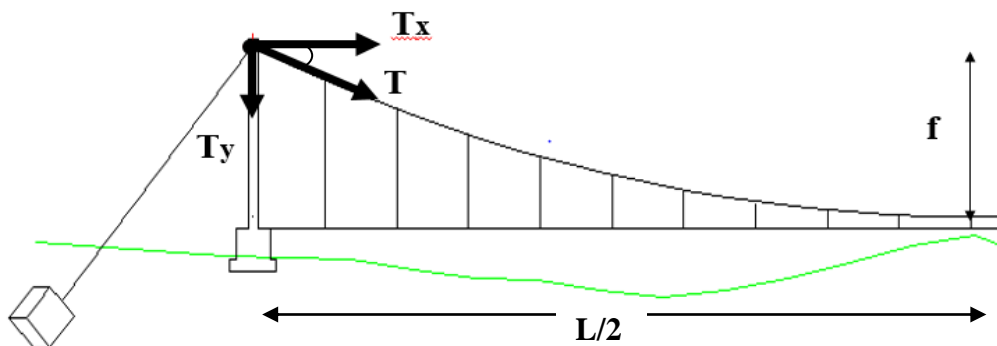


Figure III.14. Le schéma des forces

La tension maximale du câble est donnée par la formule suivante :

$$T_{\max} = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} \quad (\text{III.12})$$

$$\text{L'angle } \theta : \text{tg } \theta = \frac{T_y}{T_x} \quad (\text{III.13})$$

$$T_x = (G+Q) \frac{L^2}{8f} = (106,4+28,5) \frac{460^2}{8 \times 51,11} = 69812,27 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{PL}{2} = \frac{(G+Q)L}{2} = \frac{(104,17+28,5) \times 460}{2} = 31027 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \text{tg } \theta = \frac{T_y}{T_x} = \frac{31027}{69812,27} = 0,44 \rightarrow \theta = 24^\circ$$

$$\text{Alors : } T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} = \sqrt{69812,27^2 + 31027^2} = 76396,52 \text{ kN}$$

$$A_i = \frac{T}{\sigma_{adm}} = \frac{76396,52}{796,5} \times 10^3 = 95915,28 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_i}{S_i} = \frac{95915,28}{150} \approx 640$$

On prend les câbles de Freyssinet 15×55T15

### III.3.3. Variante 03 : pont à poutres précontraintes par post tension

Dans le domaine des ouvrages d'art, les ponts à poutres précontraintes sont les plus fréquents et les plus simples grâce à leurs avantages et leur intérêt économique. Le tablier est formé de travées indépendantes, constituées chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Le rôle de la précontrainte consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active par post tension.

#### III.3.3.1. Conception longitudinale

Notre ouvrage a une longueur de 432 m entre les deux culées, qui nous permet de proposer douze (12) travées isostatiques de même distance de 36 m.

#### III.3.3.2. Conception transversale

Selon le guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) on adopte les dimensions suivantes :

Tableau III.6. Prédimensionnement des poutres

Élément		Formule	Valeur (m)
Entraxe de poutres		$1,5 < \lambda < 2,5$	1,65
Nombre de poutre		$N = (La/\lambda) + 1$ ; $La$ : largeur du tablier	7
Hauteur totale du tablier		$L/20 \leq H_t \leq L/17$ ; $L$ : Portée de la poutre	2,12
Largeur de la table de compression		$b \geq 60\% H_p$	1,1
Épaisseur de la table de compression		$e \geq 10 \text{ cm}$	0,22
Largeur du talon		$L_t = b_t / N$ Avec : $b_t = 1.L^2 / H_t^2 . K$ $l$ : largeur du tablier $L$ : portée de la travée $H_t$ : Hauteur totale du tablier $1100 \leq K \leq 1300$ $N$ : Nombre de poutres	0,5
Épaisseur du talon		$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	0,2
Épaisseur de l'ame	Section d'about	$b_0 = \text{Largeur du talon } L_t$	0,5
	Section intermédiaire	$b_0$	0,35
	Section à mi-travée	$16 \text{ cm} \leq b_0 \leq 22 \text{ cm}$	0,2
Gousset de la table de compression		$e1 \rightarrow 1/15 \leq \tan \alpha_1 \leq 1/10$ $e2 \rightarrow 45^\circ \leq \alpha_2 \leq 60^\circ$	$\alpha_1 = 5,71^\circ$ $\alpha_2 = 45^\circ$
Gousset du talon		$1 \leq \alpha \leq 1,5$	1,5

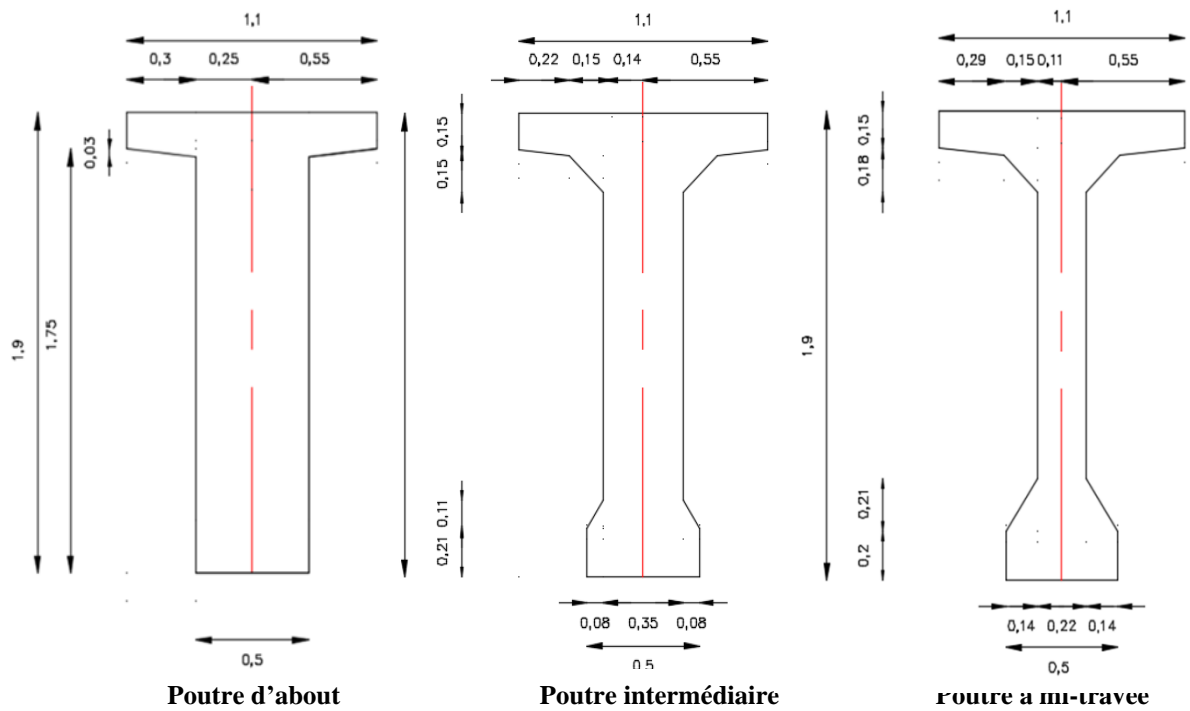


Figure III.15. Sections transversales des poutres

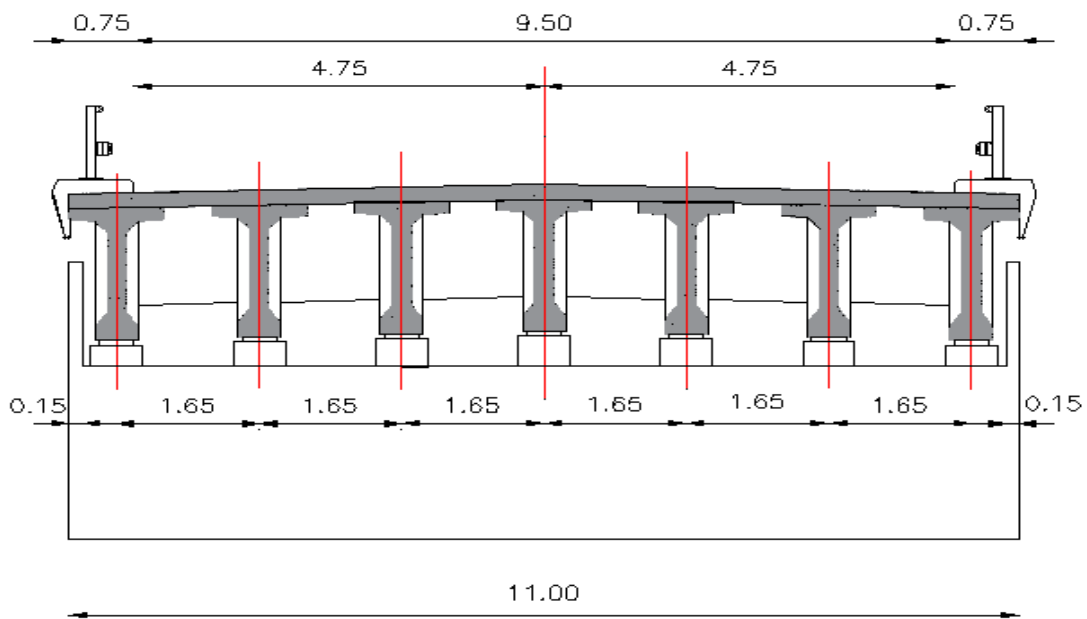


Figure III.16. Coupe transversale de la variante 03

### III.4. Analyse multicritère :

Une analyse multicritère est proposée afin d'apprécier et hiérarchiser les diverses structures de tablier étudié. Pour cela il est important de connaître les avantages et inconvénients de chaque type de variante pour pouvoir envisager une solution sur le plan technique, économique et environnemental qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie en vue de fournir les notes de calcul, les plans d'exécution.

Tableau III.7. Analyse multicritère

	<b>Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs</b>	<b>Pont suspendu</b>	<b>Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP</b>
Faisabilité technique et facilité d'exécution	-Ouvrage permettant de franchir des vallées accidentées et profondes et des rivières larges et à forte crue grâce à la construction sans aucun contact avec le sol. -Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.	Optimisation de la structure : dalle de compression en béton et structure métallique dans les zones tendues -Excellent rapport poids/performance des matériaux	-Constitué de poutres rectilignes, il est naturellement bien adopté aux franchissements rectilignes -Bonne qualité d'exécution
Durabilité, stabilité et entretien	- Ne nécessite pas d'entretien régulier. -Entretien facile.	-Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide -Le phénomène de fatigue affecte les pièces métalliques -Entretien périodique	-Le fonctionnement isostatique rend la structure insensible aux déformations imposées -Entretien facile
Délai d'exécution	Une souplesse d'exécution, en travaillant simultanément sur plusieurs bases de départ ; un bon rendement de la main-d'œuvre, grâce à la mécanisation et la répétition des tâches.	-L'exécution globale des ouvrages mixtes est relativement rapide, vue l'utilisation des éléments préfabriqués	La préfabrication rend indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier, donc gain de temps
Main d'œuvre	Une main-d'œuvre qualifiée est nécessaire	Importante, qualifiée et spécialisée	Petite et qualifiée
Coût	Un cout élevé notamment dû aux machines de levage.	-Cout de l'acier élevé -Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretien fréquent et couteux	-Matériau de construction disponible (béton) -Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués -Faible cout d'entretien -Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place des éléments préfabriqués -Les appuis intermédiaires sont tous des appuis doubles, donc plus d'appareil d'appuis et les dimensions des chevêtres plus importantes.
Impact environnemental	Relativement faible	Relativement faible	Relativement faible
Esthétique	L'esthétique des ouvrages caisson construit par encorbellements successifs est remarquable	Élégant, offrent aux regards la gracieuse courbure de leurs câbles de suspension.	Moyenne

### **III.5. Variante retenue**

Afin de faire le choix du type de pont le plus approprié, il faut connaître l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager. La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

Dans le choix du type de tablier dans notre projet, on doit tenir compte d'un certain nombre de paramètres :

-Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réservé).

-L'implantation des appuis.

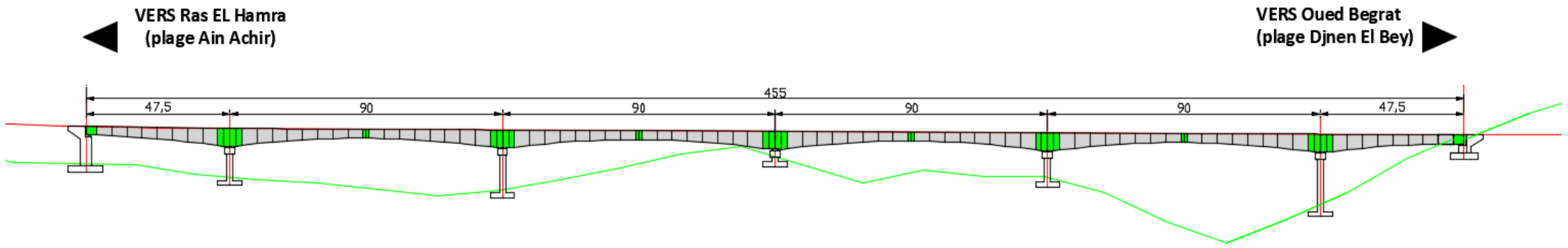
-La possibilité de réalisation.

-Les conditions d'exécution et d'accédé à l'ouvrage

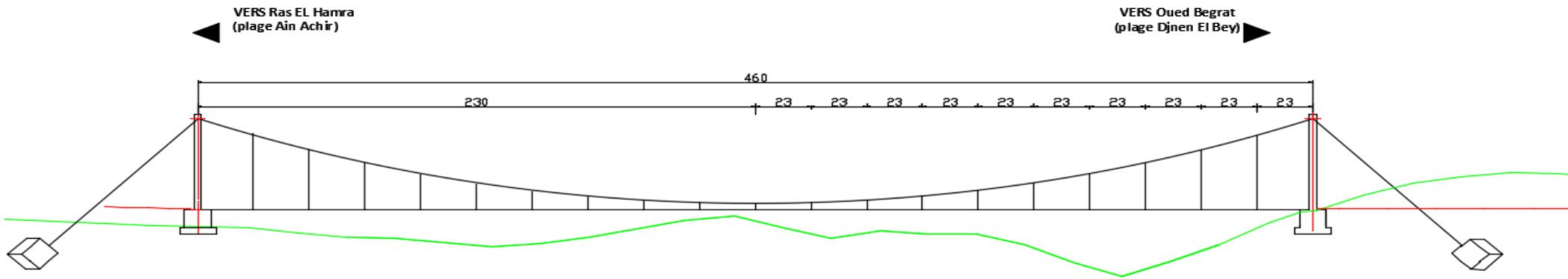
Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension.

### **III.6. Conclusion**

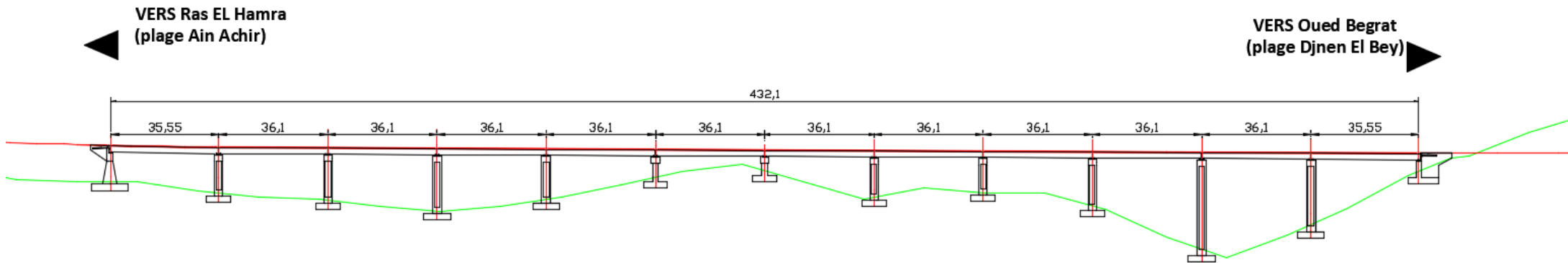
Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conception générale dépendent essentiellement de données des contraintes naturelles imposées par le site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, en respectant les caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque solution. Ce choix « Pont à Poutres Préfabriquées en Post Tension » fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.



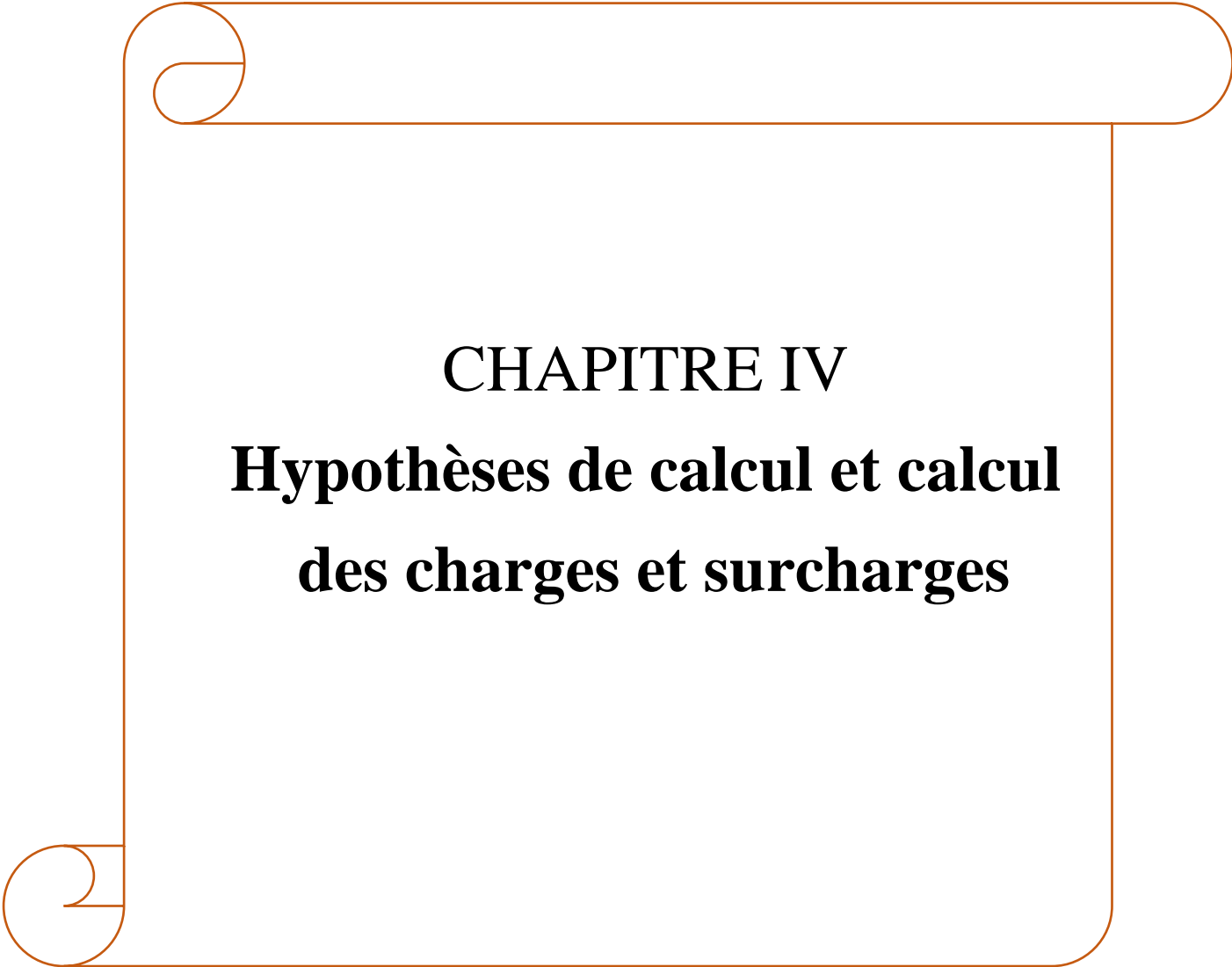
Coupe longitudinale de la variante 1 Pont caisson construit par encoffrement successif



Coupe longitudinale de la variante 2 Pont suspendu (suspension centrale)



Coupe longitudinale de la variante 3 Pont à poutres préfabriqué précontrainte par post-tension



**CHAPITRE IV**  
**Hypothèses de calcul et calcul**  
**des charges et surcharges**

## IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les différents charges et surcharges du règlement de conception ; tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR et RPOA2008 ; pour vérifier le dimensionnement et assurer son fonctionnement tout sa période de service. On va déterminer les principales actions applicables au pont, tels que les actions hors trafic, les actions dues au trafic et les actions accidentelles.

## IV.2. Caractéristiques des matériaux

### IV.2.1. Le béton

#### IV.2.1.1. La résistance à la compression et à la traction

On mesure la résistance du béton à la compression simple par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, la résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{IV.1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \quad (\text{IV.2})$$

Au –delà de  $j=28$  jours, on admet pour les calculs de résistance que :  $f_{cj}$

Pour notre cas : Le béton pour dalle  $f_{c28} = 35$  MPa, pour élévations  $f_{c28} = 35$  MPa, pour semelles  $f_{c28} = 27$  MPa et le béton pour les poutres  $f_{c28} = 40$  MPa.

Pour la résistance à la traction on a la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 \times f_{cj} \quad (\text{IV.3})$$

#### IV.2.1.2. Les contraintes admissibles

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

- **Contrainte admissible de la compression à ELU**

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{IV.4})$$

Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application de la combinaison de charge

Tableau IV.1 Valeurs de  $\theta$

Durée d'application	$t > 24$ h	$24 \text{ h} < t < 1$ h	$t > 1$ h
$\theta$	1	0,9	0,85

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

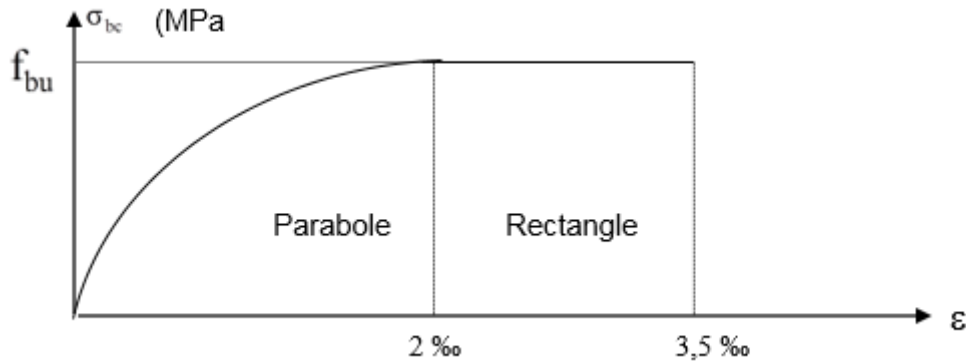


Figure IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- **Contrainte admissible de la compression à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{(IV.5)} \\ \text{(IV.6)} \end{matrix}$$

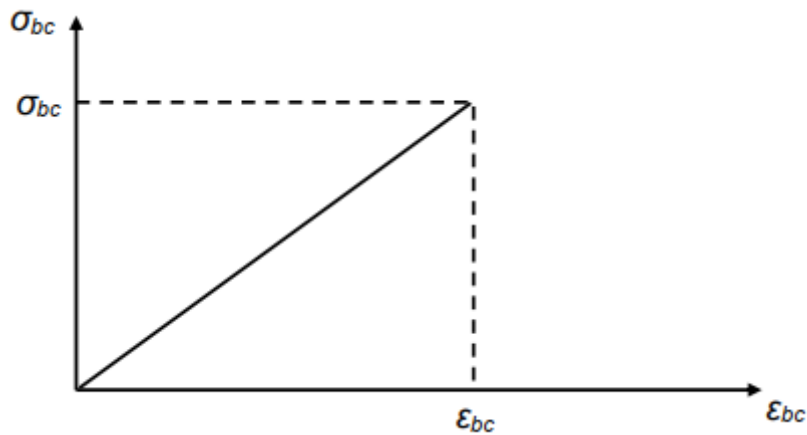


Figure IV.2 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

### IV.2.1.3. Module d'élasticité longitudinal E (BAEL)

Sous l'effet des charges instantanées d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{(IV.7)}$$

Sous l'effet des charges de longue durée, (retrait ou fluage), le module de déformation différé est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{IV.8})$$

### IV.2.2. Les aciers

On utilise deux types d'acier dans les ouvrages en béton qui sont : des armatures dites passives, qui constituent les armatures classiques du béton armé (barre HA), et des armatures dites actives qui sont les câbles de précontrainte.

#### IV.2.1.1. Armatures passives

Les Armatures passives sont des armatures utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément. Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe ». Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500 , la limite d'élasticité  $F_e = 500 \text{ MPa}$  . Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s = 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

#### IV.2.1.2. Armatures actives

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on les appelle aciers durs qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15.

- **Caractéristiques des câbles :**

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$$

$$f_{po} = \min (0,9 \times f_{p0} ; 0,8 \times f_{prg}) = \min (1476 ; 1488) = 1476 \text{ Mpa}$$

$$\psi_{i-sp} = 1,3$$

$$I_s \text{ conventionnelle de scellement} = 1,2 \text{ Gamma moyen} = 1,00.$$

- **Cycle de traitement thermique :**

Température du palier isotherme :  $70.00^\circ \text{ C}$

Durée de reprise : 3 heures

Durée de montée en température : 4 heures

Durée de palier isotherme Durée conventionnelle de Palier isotherme : 5 heures

Coefficient  $\lambda = 0,5$

### IV.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La détermination des caractéristiques géométriques se base sur le calcul des moments statiques et les moments quadratiques des poutres sur les trois différentes sections et le tablier.

### IV.3.1. Les lois de calcul

Les lois de calcul sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 Lois de calcul des caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques	Lois de calcul	Désignation
Le moment statique	$S/\Delta = \frac{B}{Z}$	B : surface de la section Z : distance entre le centre de gravité et l'axe $\Delta$
Le moment d'inertie propre $I_0$	$bh^3/12$ $bh^3/36$	Pour le rectangle Pour le triangle
Le moment d'inertie par rapport à son centre de gravité $I_G$	$I_G = I/\Delta_{brute} - (B \times V^2)$	$I/\Delta_{brute}$ : moment d'inertie par rapport à l'axe $\Delta$
$V'$	$V' = S/\Delta / B$	$V'$ : La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre inférieure.
$V$	$V = h_t - y_G$	$V$ : La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre supérieure.

### IV.3.2. Les résultats géométriques

Les sections en détail dans l'annexe II.

#### IV.3.2.1. Poutre à l'about

On a devisé la section du béton en trois sections (voir annexe II), l'ensemble des résultats est présenté dans le tableau (1 annexe II):

$$\text{On a aussi : } B_{\text{nette}} = 0.95 \times B_{\text{brute}} \quad (\text{IV.9})$$

$$S/\Delta_{\text{nette}} = 0.95 \times S/\Delta_{\text{brute}} \quad (\text{IV.10})$$

$$I/\Delta_{\text{nette}} = 0.9 \times I/\Delta_{\text{brute}} \quad (\text{IV.11})$$

Donc le moment d'inertie de la poutre plus l'hourdis est montré dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis

$V'$ (cm)	128,33	$V$ (cm)	83,67
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	61285920,15	$I_{G_{\text{nette}}}$ (cm <sup>4</sup> )	55157328,45

#### IV.3.2.2. Poutre à mi-travée

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 4 , 5 et 6 annexe II

Le moment d'inertie de la poutre plus l'hourdis est montré dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis

$V'$ (cm)	139,56	$V$ (cm)	72,44
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	50685692,36	$I_{G_{\text{nette}}}$ (cm <sup>4</sup> )	45617123,13

### IV.3.2.2. Poutre médiane

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 7, 8 et 9 annexe II

Le moment d'inertie de la poutre plus l'hourdis est montré dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.

$V'$ (cm)	134.17	$V'$	77.83
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	55711387.9	$I_{G\text{nette}}$	50140249

## IV.4. Evaluation des actions

### IV.4.1. Evaluation des actions hors de trafic

#### IV.4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP) et des charges complémentaires permanentes (CCP)

Pour la détermination du poids du tablier on calcul les charges permanentes et complémentaires afin de trouver le poids propre.

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte. On a divisé la poutre en 03 sections (fig.4 annexe II) . Le tableau ci-dessous récapitule les charges permanentes et complémentaires :

Tableau IV.6 Charges permanentes et charges complémentaires permanentes d'une travée

Charges	Eléments	Données	Formules	Résultats
Charges Permanent	Dalle	$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ $e_d = 0,22 \text{ m}$ $L_d = 11 \text{ m}$ $l = 36 \text{ m}$	$g_2 = \gamma_b \times e_d \times L_d \times l$	217,8 t  6,05 t/ml
	Poutres	$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ $S_1 = 0,8506 \text{ m}^2$ $l_1 = 2 \text{ m}$ $S_2 = 1,0490 \text{ m}^2$ $l_2 = 2,2 \text{ m}$ $S_3 = 0,6750 \text{ m}^2$ $l_3 = 13,8 \text{ m}$ $N = 7$	$P_{\text{poutre}} = 2 \times \sum_{i=1}^3 P_i$  $g_{\text{poutre}} =$ $\gamma_b (2(S_1 l_1 + S_2 l_2 + S_3 l_3))$ $g_{\text{tot}} = N \times g_{\text{poutre}}$	66,62 t 466,34 t  12,95 t/ml
	Entretoise	$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ $e_e = 0,4 \text{ m}$ $L_e = 1,4 \text{ m}$ $l = 36 \text{ m}$ $N = 2$	$g_9 = \gamma_b \times N \times e_e \times l \times S_e$	100,8 t 2,8 t/ml

<b>Charges complémentaires permanentes</b>	Trottoirs	$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ $e_t = 0,20 \text{ m}$ $L_t = 0,75 \text{ m}$ $l = 36 \text{ m}$ $N = 2$	$g_4 = \gamma_b \times N \times e_t \times L_t \times l$	27 t 0,75 t/ml
	Revêtement	$\gamma_{bb} = 2,2 \text{ t/m}^3$ $e_r = 0,08 \text{ m}$ $L_r = 9,5 \text{ m}$ $l = 36 \text{ m}$	$g_5 = \gamma_{bb} \times e_r \times L_r \times l$	60,192 t 1,672 t/ml
	Corniche	$\gamma_c = 2,5 \text{ t/m}^3$ $S_c = 0,1 \text{ m}^2$ $l = 36 \text{ m}$ $N = 2$	$g_6 = \gamma_c \times N \times S_c \times l$	18 t 0,5 t/ml
	Garde-corps	$P_{gc} = 0,1 \text{ t/m}$ $l = 36 \text{ m}$ $N = 2$	$g_7 = P_{gc} \times N \times l$	7,2 t 0,2 t/ml
<b>Charge totale</b>			<b><math>g = \Sigma g_i</math></b>	<b>895,932 t /travée 24,887 t/ml</b>

#### IV.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. On adopte une variation uniforme de température T de + 35°C / -22°C.

#### IV.4.2. Calcul des surcharges

Le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routières type A(l), le système des charges routières type B (B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub>), le système de charge militaire Mc120 et les convois exceptionnels D240.

##### IV.4.2.1. La largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie et classe du pont

- **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de bordures. Dans notre cas la largeur roulable L<sub>r</sub> est égale à 9,5 m (Fig. IV.2).

- **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant les deux bandes de 0,50 m chacun (Fig. IV.5).

$$l_c = l_r - 2(0,5) = 9,5 - 2(0,5) = 8,5 \text{ m} \quad (\text{IV.12})$$

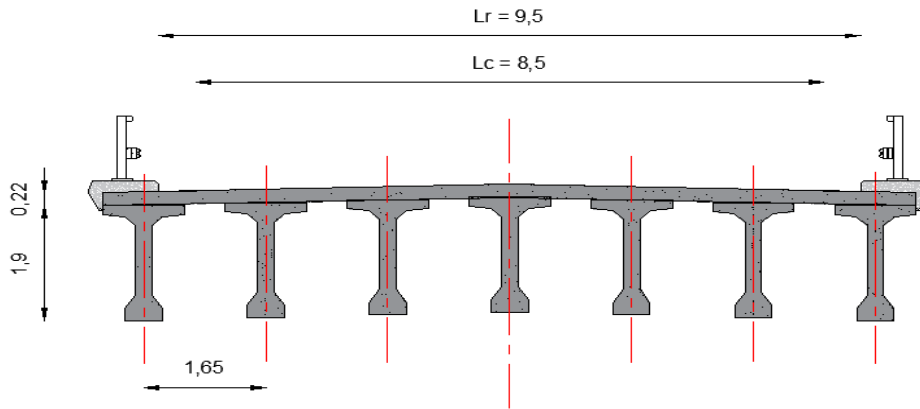


Figure. IV.3 Coupe transversale du tablier

• **Nombre de voies**

D'après le règlement RCPR, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable exprimée en mètres :

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{8,5}{3} = 2,83 \text{ donc } N = 2 \text{ voies} \tag{IV.13}$$

• **Largeur d'une voie**

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{8,5}{2} = 4,25 \text{ donc } L_v = 4,25 \text{ m} \tag{IV.14}$$

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- La largeur roulable  $L_r = 9,5 \text{ m}$
- Nombre de voies de circulation  $N = 2 \text{ voies}$

• **Classe du pont**

La classe de pont est en fonction de la largeur roulable, notre pont a une largeur roulable de 9,5 m qui est supérieure à 7 m donc le pont est de la 1ère classe (Voir annexe IV)

**IV.4.2.2. Système de charge A**

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée suivant la loi qui sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.7 Valeurs de A(l)

Surcharge	Formule	Commentaire	Résultat
A(l)	$A(l) = 0,23 + \frac{36}{l+12}$	l est la portée = 35 m	1 t/m <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	Max $\left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 0,4 - 0,0002L \end{array} \right.$	$a_1 = 1$ (pont de classe 1) voir annexe IV	1 t/m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	$a_1 \times a_2 \times A(l)$	$a_2 = \frac{v_0}{L_v}$ ; $v_0 = 3,5$ (pont de classe 1) voir annexe IV	0,82 t/m <sup>2</sup>

Tableau IV.8 Surcharge A(l) pour 1 et 2 voies chargées

	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	Largeur (m)	A(l) (t/ml)
1 voie chargée	1	1	0,82	4,25	3,49
2 voies chargées	1	1	0,82	8,5	6,97

**IV.4.2.3. Système de charge B**

Le système de charges B comprend trois sous-systèmes :

- Sous-système B<sub>c</sub> : ce compose de camions types (30t).
- Sous-système B<sub>t</sub> : ce compose d'une roue isolée.
- Sous-système B<sub>r</sub> : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux Tandems (8t).

• **Système B<sub>c</sub> :**

Se compose de camions de poids individuel de 30t. Un camion type du système B<sub>c</sub> comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques (Figure IV.6).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, la valeur des charges du système B<sub>c</sub> prise en compte est multipliée par le coefficient b<sub>c</sub>. On a un pont de classe 1 et N =2 voies donc b<sub>c</sub> = 1,1 (pour plus de détails voir annexe II), les résultats sont montrés dans le tableau qui suit avec G = 895,932 t/ travée.

Tableau IV.9 Valeurs de B<sub>c</sub> pour 1 et 2 voies chargées

	P(t)	b <sub>c</sub>	S = P×b <sub>c</sub> (t)	$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L_c} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$	b <sub>c</sub> ×δ	S <sub>i</sub> = P×b <sub>c</sub> ×δ (t)
1 voie chargé	60	1,2	72	1,06	1,27	76,45
2 voies chargées	120	1,1	132	1,07	1,18	141,41

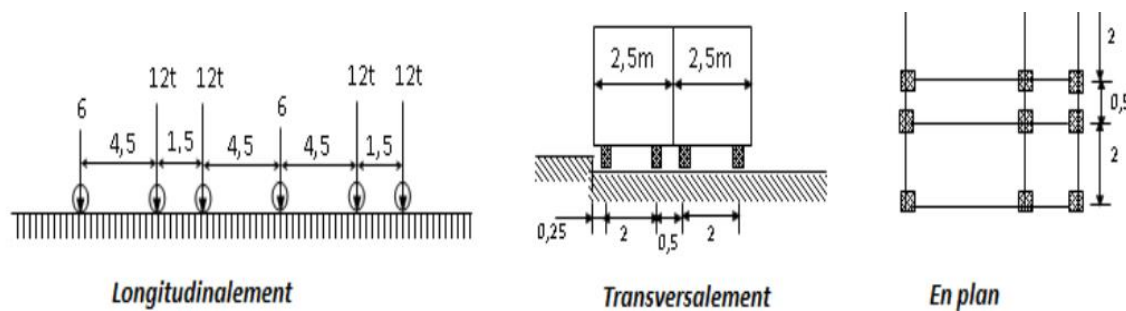


Figure IV.4 Système B<sub>c</sub>

• **Système B<sub>t</sub> :**

Se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t (Figure IV.7).

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B<sub>t</sub> prise en compte est multipliée par le coefficient b<sub>t</sub> = 1,20 (pour plus de détails voir annexe II), les résultats sont montrés dans le tableau qui suit avec G =895,,932 t/travée.

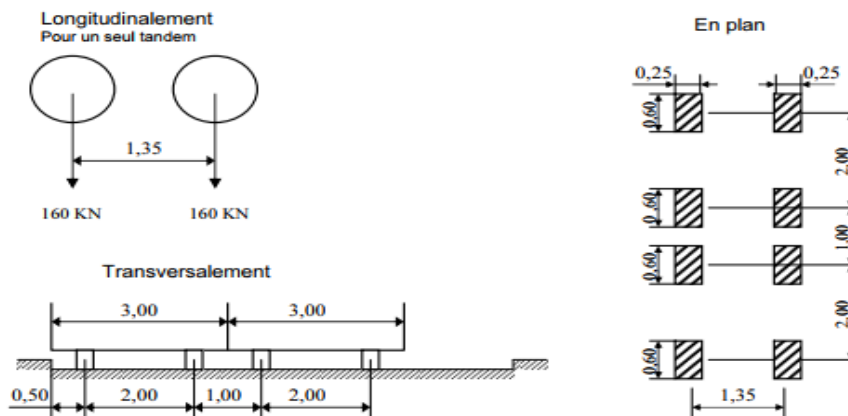


Figure IV.5 Système B<sub>t</sub>

Tableau IV.10 Valeurs de B<sub>t</sub> pour 1 et 2 Tandem

	P(t)	b <sub>t</sub>	S=P×b <sub>t</sub> (t)	$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L_c} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$	b <sub>t</sub> ×d	S <sub>i</sub> = P×bc×δ (t)
1 Tandem	32	1,2	38,4	1,06	1,27	40,56
2 Tandem	64	1,2	153,6	1,07	1,29	82,53

#### IV.4.2.4. Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau qui suit.

Tableau IV.11 Effort de freinage des systèmes A et B<sub>c</sub>

	Formules	Commentaire	Résultats
A(l)	$F = \frac{AS}{20+0,0035S}$	S est la surface chargée S = L <sub>c</sub> ×L = 8,5×36	11,91 t
B <sub>c</sub>	Les efforts de freinage développés par le système B <sub>c</sub> ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques ; les coefficients b <sub>c</sub> ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système B <sub>c</sub> .		30 t

#### IV.4.2.4. Charges militaires (Convoi Mc120)

Pour permettre la circulation du convoi militaire Mc120, les ponts doivent être calculés pour supporter ce dernier, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B.

- **Convoi Mc120**

Un véhicule type du système Mc120 a une charge totale de 110 t, d'une longueur de chenille de 6,10 m et de largeur de 1 m. La distance entraxe des deux chenilles est de 3.30 m tel que le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé (Figure IV.9). Les résultats sont montrés dans le tableau qui suit avec G = 895,932 t/travée.

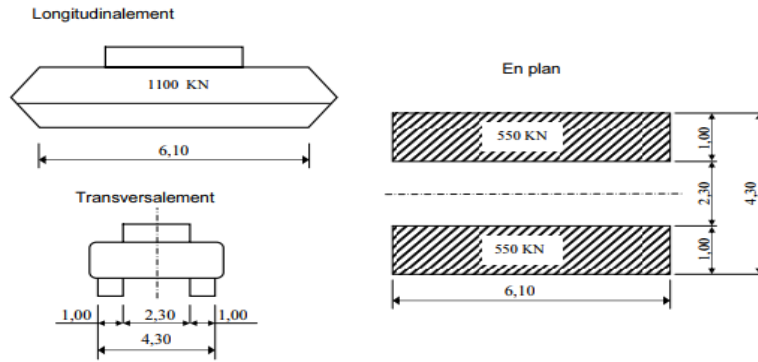


Figure IV.6 Convoi type Mc120

Tableau IV.12 Valeur de  $Q_{Mc120}$

S (t)	$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{L}{S}}$	$Q_{Mc120} = S \times \delta$
110	1,07	18,03

**IV.4.2.4. Charge exceptionnelle D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60 m de long (Figure IV.10), les résultats de calcul sont montrés dans le tableau qui suit.

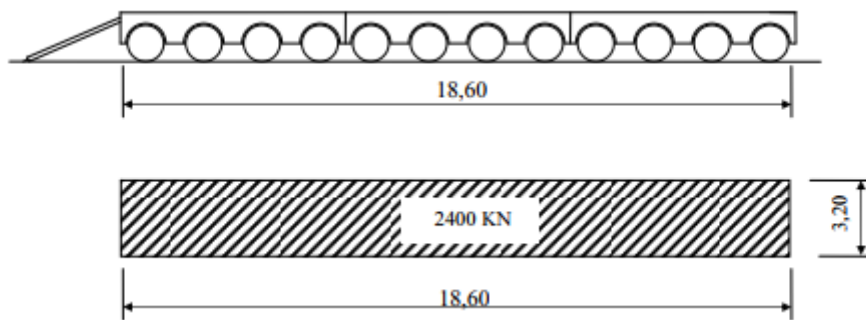


Figure IV.7 Convoi type D240

Tableau IV.13 Valeur de  $Q_{D240}$

S (t)	$Q_{D240} = \frac{S}{18,6 \times 3,2}$
240	4,03

**IV.4.2.4. Surcharge du trottoir**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 0.15 t/m<sup>2</sup>, on recapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Surcharge du trottoir

	Donnés	Formules	Résultats
1 Trottoir chargé	$L_t = 0,75$ m (largeur du trottoir)	$P_{trot} = L_t \times S$	0,11 t/ml
2 Trottoirs chargés	$S = 0,15$ t/m <sup>2</sup> (charge uniforme)	$P_{trot} = 2(L_t \times S)$	0,22 t/ml

IV.5. Evaluation des sollicitations longitudinales

IV.5.1. Calcul des moments et efforts tranchants longitudinaux

IV.5.1.1. Le poids propre

On a  $P_g = 22,087$  t/ml (sans entretoises) donc le poids repris par la poutre est 3,15 t/ml.

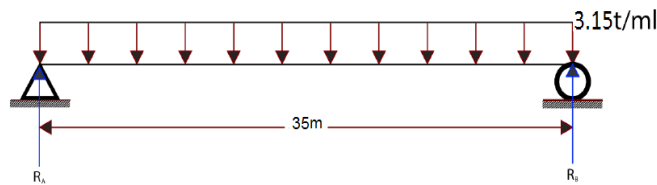


Figure IV.8. Charge du poids propre sur la poutre

D'après la méthode des sections étudiée en RDM on trouve les résultats suivants :

Tableau IV.15 Moment et effort tranchant du poids propre

Moment (t. m)			Effort tranchant (t)		
L (m)	$M_{max}$	Résultat (t.m)	L (m)	$T_{max}$	Résultat (t)
17,5	$\frac{1}{8} P_p L^2$	482,34	0	$P_p (\frac{L}{2} - x)$	55,125

IV.5.1.2. La surcharge A

Dans le cas des surcharges on ne peut plus utiliser la méthode des sections, ce qui nous amène à utiliser les lignes d'influence.

Le moment sera la surface de la ligne d'influence multiplié par la charge A(l) sous la formule suivante : avec  $\Omega$  est la surface des lignes d'influence.

$$M = \Omega \times A(L) \tag{IV.15}$$

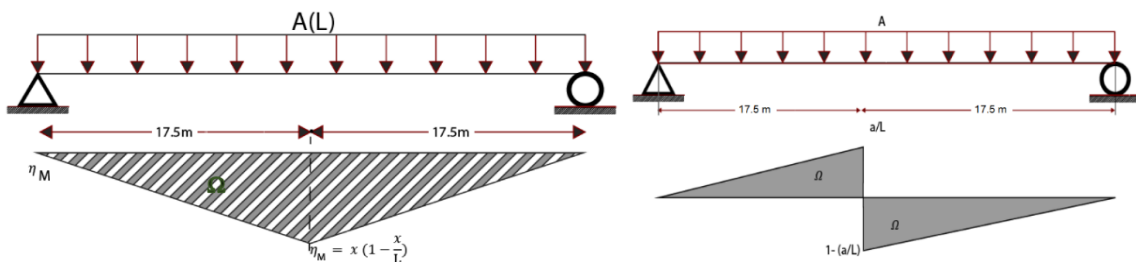


Figure IV.9. Cas de la charge A

Tableau IV.16 Moment et effort tranchant de la charge A

N°	Moment (t. m)			Effort tranchant (t)		
	x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (t.m)	x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	$T_{max}$ (t)
1 voie	17,5	153,125	533,77	0	17,5	61
2 voies	17,5	153,125	1067,54	0	17,5	122

**IV.5.1.3. Surcharge sur les trottoirs**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> tant que la largeur du trottoir est de 0,75 m sur les 2 côtés. Par la méthode des sections on détermine M et T.

Tableau IV.17 Moment et effort tranchant de la surcharge des trottoirs

N°	Moment (t. m)			Effort tranchant (t)		
	L (m)	$M_{max}$	Résultat (t.m)	L (m)	$T_{max}$	Résultat (t)
1 trottoir	17,5	$\frac{1}{8} qL^2$	17,22	0	$q \frac{L}{2}$	1,96
2 trottoirs	17,5	$\frac{1}{8} qL^2$	34,45	0	$q \frac{L}{2}$	3,93

**IV.5.1.4. Système de charge B<sub>c</sub>**

Le système B<sub>c</sub> est constitué d'un convoi de charge ponctuelle auquel on doit chercher la position qui donne la sollicitation maximale, pour cela on utilise la méthode de « Barré » qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.

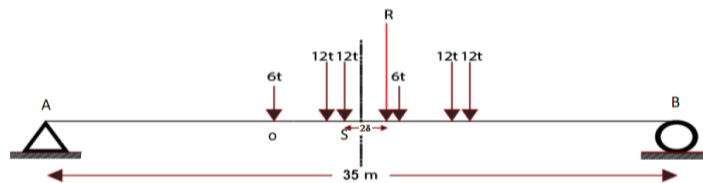


Figure IV.10. Cas de la charge B<sub>c</sub>

- Calcul du moment :

$$X_{R/0} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i P_i}{\sum P_i}, \sum P_i = R \tag{IV.16}$$

$$X_{R/0} = [(P \times 4.5) + (P \times 6) + (P/2 \times 10.5) + (P \times 15) + (P \times 16.5)] / 5P$$

$$X_{R/0} = 9,45m ; 2 \delta = 9,45 - 6 = 3,45$$

$$\text{Donc } \delta = 1.725 m$$

$$\sum M/A = 0 ;$$

$$35 \times R_B = (P/2 \times 9,775) + (P \times 14,275) + (P \times 15,775) + (P/2 \times 20,275) + (P \times 24,775) + (P \times 26,275)$$

$$R_B=2,746 P ; R_A=2,254 P$$

$$M/S= R_B \times (17,5+1.725) - (P \times 10.5) - (P \times 9) - (P/2 \times 4.5) = 31,04 P.$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

En utilisant la méthode des lignes d'influence on calcul T du convoi B<sub>c</sub> comme le montre la figure.

Avec 
$$T = \sum P_i \times Y_i \tag{IV.17}$$

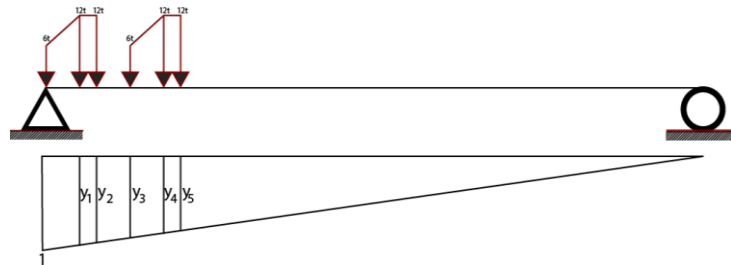


Figure IV.11. Charge B<sub>c</sub>

Pour  $x = 0$  et en utilisant les triangles semblables avec la méthode de Thalès, on trouve les résultats des ordonnées  $y_i$ , les résultats présentés dans le tableau IV.27.

Tableau IV.18. Les ordonnées  $y_i$ .

$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$
1	0,87	0,82	0,7	0,57	0,53
6t	12t	12t	6t	12t	12t

Tableau IV.19. Moment et effort tranchant du convoi B<sub>c</sub>.

	Moment (t.m)				Effort tranchant(t)
	bc	$\delta$	$M_s$	$M_{max}$	$T_{max}$
1file B <sub>c</sub>	1,2	1,06	372,48	474,11	67,73
2files B <sub>c</sub>	1,1	1,07	744,96	876,3	125,18

**IV.5.1.5. Système de charge B<sub>t</sub>**

• **Calcul du moment**

Avec le même principe, on calcule le moment engendré par le système B<sub>t</sub>.

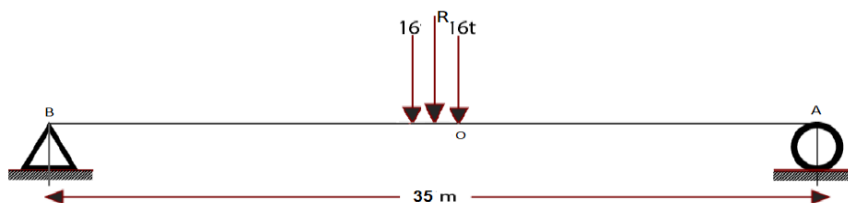


Figure IV.12. Cas de la charge B<sub>t</sub>

$$X_{R/0} = (P \times 1,35) / 2P$$

$$X_{R/0} = 0,675 \text{ m} ; 2 \delta = 1,35 - 0,675 = 0,675.$$

$$\text{Donc } \delta = 0,675 \text{ m}$$

$$\sum M/A = 0 ;$$

$$35 \times R_B = (P \times 18,5125) + (P \times 17,1625)$$

$$R_B = 1,02 P ; R_A = 0,98 P$$

$$M/S = R_B \times (17,5 + 0,3375) - (P \times 1,35) = 16,84 P.$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit au droit de différentes sections :

**Tableau IV.20. Les ordonnées  $y_i$ .**

$y_0$	$y_1$
1	0,96
16t	16t

**Tableau IV.21. Moment et effort tranchant du convoi  $B_t$ .**

	Moment (t.m)					Effort tranchant(t)
	bc	$\delta$	$M_s$	$M_{\max}$	$M_0$ (t.m/poutre)	$T_{\max}$ (t)
1 tandem $B_t$	1,2	1,05	269,44	341,35	48,76	31,36
2 tandems $B_t$	1,2	1,07	538,88	693,5	99,07	62,72

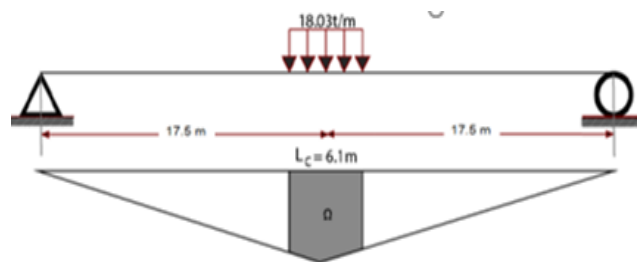
#### IV.5.1.6. Surcharge $M_{c120}$

Pour chaque section on fait déplacer le convoi de sorte que le moment soit maximal, pour cela la section dans laquelle nous voulons calculer le moment doit être au milieu du convoi.

$$\delta_{M_{c120}} = 1,06$$

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,03 \text{ t/m}$$

- **Calcul du moment**



**Figure IV.13. Cas de la charge  $M_{c120}$**

• **Calcul de l'effort tranchant**

Pour calculer l'effort tranchant de la surcharge Mc120, on a :

$$T = q \times \Omega \times \delta \tag{IV.17}$$

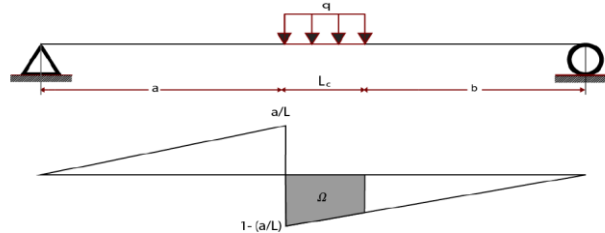


Figure IV.14. Cas de la charge Mc120

Le tableau suivant présente les moments et les efforts tranchants de la surcharge Mc120.

Tableau IV.22. Moment et effort tranchant de la charge Mc120

Moment (t. m)			Effort tranchant (t)		
x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub>	x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	T <sub>max</sub>
17,5	48,72	940,067	0	5,57	48,43

**IV.5.1.7. Surcharge D240**

Avec le même principe qu'on a utilisé dans la charge Mc120 on calcule le moment engendré par le système D240.

$$q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/m}$$

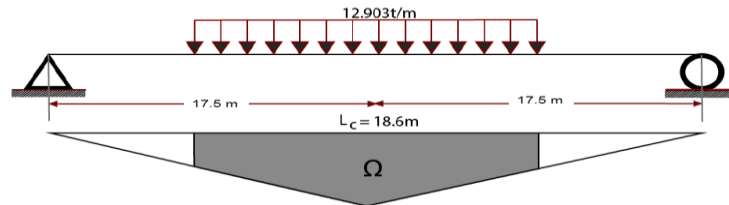


Figure IV.15. Charges du système D240

Tableau IV.23. Moment et effort tranchant de la charge D240

Moment (t. m)			Effort tranchant (t)		
x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub>	x (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	T <sub>max</sub>
17,5	119,505	1541,97	0	13,66	176,25

**IV.6. Répartition transversale des efforts (La méthode de Guyon – Massonnet)**

C'est une méthode pratique permet de déterminer la section la plus sollicitée transversalement et du calcul des dalles ou de réseaux de poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Cependant, elle nécessite un certain nombre d'adaptations pour le calcul des ouvrages réels.

### IV.6.1. Calcul du paramètre d'entretoisement $\theta$

Le paramètre d'entretoisement  $\theta$  a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion, il est défini par la formule qui suit tel que  $\rho_P$  et  $\rho_D$  présentent les rigidités flexionnelles de la poutre et la dalle respectivement :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad (IV.18)$$

Ce paramètre détermine la souplesse de l'entretoisement.  $\theta$  plus grand, l'entretoise est plus souple,  $\theta$  plus petit l'entretoise est plus rigide.

#### IV.6.1.1. Poutre

D'après l'étude géométrique de l'ouvrage on a le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis à la section d'about  $I_0$  est égal à 60938702,01 cm<sup>4</sup>, et le moment d'inertie de la section à mi-travée à la présence de l'hourdis  $I_m$  est égal à 50514650,87 cm<sup>4</sup>. On a le moment polaire  $I_p$  est défini par l'équation :

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi} \quad (IV.19)$$

$$I_p = \left[ 60938702,01 + \frac{8(50514650,87 - 60938702,01)}{3\pi} \right] 10^{-8} = 0,52086005 \text{ m}^4$$

La rigidité flexionnelle de poutre est définie par :

$$\rho_P = \frac{EI_P}{b_1} \quad (IV.20)$$

#### IV.6.1.2. Dalle

On considère la dalle comme des bandes de  $L_1 = 1\text{m}$  de large, le moment d'inertie :

$$I_D = \frac{L_1 h^3}{12(1-\nu)} \quad (IV.21)$$

La rigidité flexionnelle de la dalle est :

$$\rho_D = \frac{EI_D}{b} \quad (IV.22)$$

$$\text{La largeur utile pour } n = 7 \text{ poutres : } b = \frac{1}{2} \times b_1 \times n \quad (IV.23)$$

Tableau IV.24 Calcul de la rigidité flexionnelle

	Poutre			Dalle		
Rigidité flexionnelle	Formule	Données	Résultat	Formule	Données	Résultat
	$\rho_P = \frac{EI_P}{b_1}$	$I_p = 0,52086\text{m}^4$ $b_1 = 1,65 \text{ m}$	0,3157E	$\rho_D = \frac{EI_D}{L_1}$	$I_D = 0,000887\text{m}^4$ $L_1 = 1 \text{ m}$	0,0009E

Alors :  $\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5,78}{35} \sqrt[4]{\frac{0,3157E}{0,0009E}} = 0,7165 \rightarrow$  Le paramètre d'entretoisement  $\theta = 0,72$

**IV.6.2. Calcul du paramètre de torsion  $\alpha$**

Ce paramètre est donné par la formule qui suit tel que  $\gamma_P$  et  $\gamma_E$  sont les rigidités torsionnelles de la poutre et l'entretoise (dalle) :

$$\alpha = \frac{\gamma_P \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \rho_E}} \tag{IV.24}$$

**IV.6.2.1. Rigidité torsionnelle de la poutre**

On doit simplifier la section de la poutre, on la transforme vers une poutre simple comme indiqué dans la figure suivante :

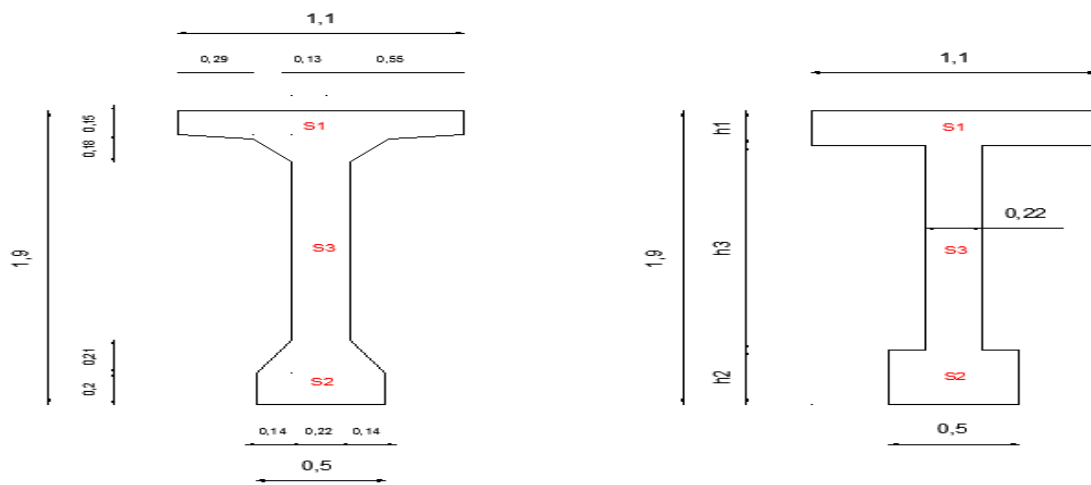


Figure IV.16 Section médiane équivalente à calculer

En calculant les sections  $S_1$ ,  $S_2$  et en divisant sur les largeurs on trouve :

$$S_1 = 0,2448 \text{ m}^2 \text{ donc : } h_1 = \frac{0,2448}{1,1} = 0,22 \text{ m}$$

$$S_2 = 0,1756 \text{ m}^2 \text{ donc } h_2 = \frac{0,1756}{0,5} = 0,35 \text{ m}$$

$$h_3 = 1,9 - (h_1 + h_2) = 1,33 \text{ m}$$

La rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_P = \frac{0,416E}{3} [ (0,5 \times 0,35^3 + 1,33 \times 0,22^3 + 1,1 \times 0,22^3 ) + \frac{1,65 \times 0,22^3}{2} ]$$

$$C_P = 0,0078E$$

La rigidité torsionnelle de la poutre par mètre de longueur :

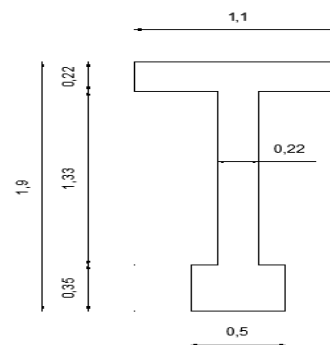


Figure IV.17 Section médiane équivalente

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} \tag{IV.25}$$

$$\gamma_P = \frac{0,0078 E}{1,65} = 0,0047E$$

**IV.6.2.1. Rigidité torsionnelle de la dalle**

$$\gamma_D = \frac{C_D}{L_1} \tag{IV.26}$$

La rigidité torsionnelle de la dalle (entretoise)

$$C_D = C_E = 2GI_D \tag{IV.27}$$

$$C_D = 2 \times 0,416E \times 0,000887 = 0,00074E$$

La rigidité torsionnelle de la dalle par mètre de longueur :

$$\gamma_D = \frac{0,00074E}{1} = 0,00074E$$

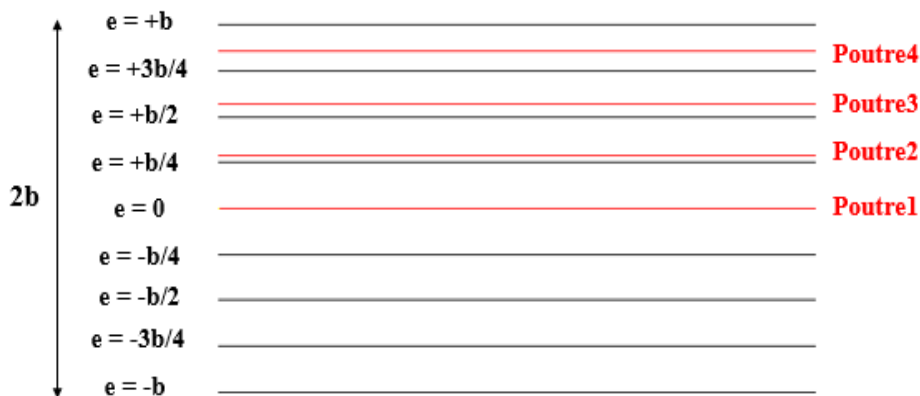
Alors d'après l'équation (IV.24) → le paramètre de torsion  $\alpha = 0,16$

**IV.6.3. Détermination du coefficient longitudinal  $K_\alpha$**

On fait une interpolation des valeurs de  $K_\alpha$  pour  $\alpha = 0,16$  et  $\theta = 0,72$  en utilisant les tableaux de Guyon Massonnet pour les coefficient  $\theta = 0,70$  ,  $\theta = 0,75$  ,  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$ , on a obtenu les résultats montrés dans le tableau qui suit (pour plus de détails voir les tableaux d'interpolation dans l'annexe II )

**Tableau IV.25 Coefficients longitudinaux pour  $\alpha = 0,16$  et  $\theta = 0,72$**

	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,21855	0,62581	1,03698	1,40396	1,58135	1,40396	1,03698	0,62581	0,21855
b/4	0,10311	0,25386	0,63095	1,03056	1,40396	1,60706	1,47505	0,91777	0,84070
b/2	0,24140	0,01309	0,29387	0,63095	1,03698	1,47505	1,81389	1,89628	1,87749
3b/4	0,28972	0,15254	0,01309	0,25386	0,62581	1,17377	1,89628	2,68857	3,38443
b	0,30831	0,28972	0,24140	0,10311	0,21855	0,84070	1,87749	3,38443	5,25987



**Figure IV.18 Disposition des poutres**

Après avoir disposé les poutres, on interpole une autre fois pour trouver les coefficients longitudinaux pour chaque poutre, les résultats sont montrés dans le tableau qui suit (pour plus de détails voir les tableaux d'interpolation dans l'annexe II)

Tableau IV.26. Coefficients longitudinaux de chaque poutre

	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,21855	0,62581	1,03698	1,40396	1,58135	1,40396	1,03698	0,62581	0,21855
P2	0,22178	0,04725	0,34169	0,68764	1,08904	1,493785	1,76582	1,75746	1,73040
P3	0,27601	0,10554	0,09276	0,36086	0,74247	1,259259	1,87291	2,46377	2,95685
P4	0,30040	0,23133	0,13309	0,04881	0,39188	0,982463	1,88549	3,08827	4,46167

Les lignes d'influences de chaque poutre sont représentées dans la figure suivante :

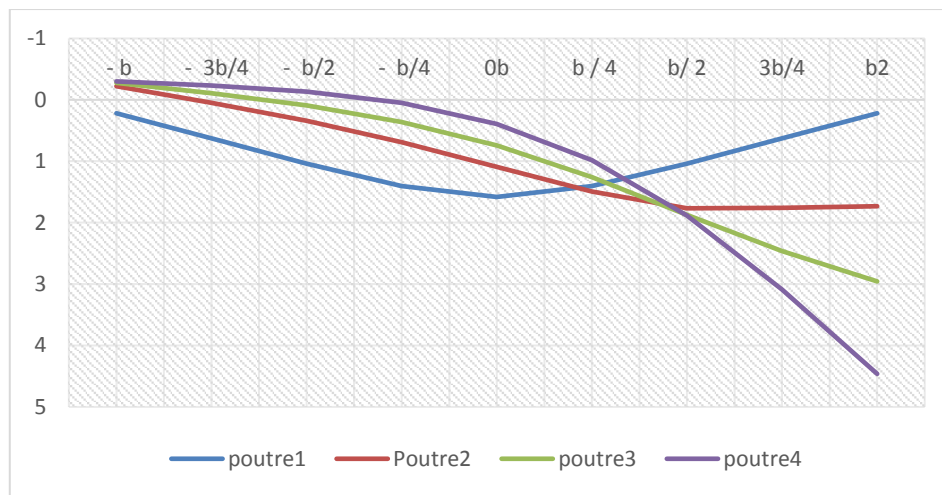


Figure IV.19 Lignes d'influences des poutres

**IV.6.4. Détermination du coefficient longitudinal moyen  $K_{\alpha moy}$**

Il dépend du type de chargement tel que pour un chargement concentré on a :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum p_i y_i}{\sum p_i} \tag{IV.28}$$

Et pour une charge uniformément répartie on a :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\text{surface d'influence}}{\text{largeur chargeable}} \tag{IV.29}$$

Les résultats sont montrés dans le tableau II.1 Annexe II.

**IV.6.5. Moment fléchissant et effort tranchant pour chaque poutre**

**IV.6.5.1. Moment fléchissant**

La formule pour le calcul du moment fléchissant est :

$$M_{\text{poutre } i}(x) = \frac{M(x)}{7} \times K_{\alpha moy} \tag{IV.30}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans les tableaux IV.2 ; 3 Annexe II . On récapitule les moments maximums dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.27 Les moments maximums**

Moment max sous	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G (t.m)	482,34	482,34	482,34	482,34
A(l) (t.m)	148,236	44,532	138,933	114,837
B <sub>c</sub> (t.m)	150,849	85,251	57,836	33,675
B <sub>t</sub> (t.m)	102,073	76,780	51,121	32,595
Mc120 (t.m)	127,849	71,445	39,751	6,580
D240 (t.m)	269,845	198,033	124,018	54,409
St (t.m)	6,078	8,465	5,989	4,582

#### IV.6.5.1. Effort tranchant

La formule pour le calcul de l'effort tranchant est :

$$T_{\text{poutre } i}(x) = \frac{T(x)}{7} \times K\alpha_{\text{moy}} \quad (\text{IV.31})$$

Les résultats de calcul sont montrés dans les tableaux II 4 5 annexe II . On récapitule l'effort tranchant dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.28. Effort tranchant maximal**

Effort tranchant max sous	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G (t)	68,6	68,6	68,6	68,6
A(l) (t)	16,941	5,089	15,874286	13,124
B <sub>c</sub> (t)	21,549	12,178	8,262	4,810
B <sub>t</sub> (t)	9,231	6,944	4,623	2,948
Mc120 (t)	6,586	3,681	2,048	0,339
D240 (t)	30,844	22,636	14,176	6,219
St (t)	0,693	0,966	0,683	0,523

#### IV.6.6. Les combinaisons de charges (Annexe II tableau II.27)

##### IV.6.6.1 L'ELU

**Tableau IV.29 Combinaisons des moments à l'ELU**

Combinaison des moments (t.m)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
1,35G+1,6A+1,6ST	898,061	735,953	883,034	842,229
1,35G+1,6B <sub>c</sub> +1,6ST	902,242	801,105	753,279	712,369
1,35G+1,6B <sub>t</sub> +1,6ST	824,201	787,551	742,535	710,641
1,35G+1,35Mc120	823,755	747,609	704,823	660,043
1,35G+1,35D240	<b>1015,449</b>	918,504	818,584	724,612

**Tableau IV.30. Combinaisons des efforts tranchants à l'ELU**

Combinaison des efforts tranchants (t)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre4
1,35G+1,6A+1,6ST	120,824	102,298	119,108	114,444
1,35G+1,6Bc+1,6ST	128,198	113,640	106,922	101,143
1,35G+1,6Bt+1,6ST	108,489	105,265	101,101	98,163
1,35G+1,35Mc120	101,502	97,579	95,375	93,068
1,35G+1,35D240	<b>134,249</b>	123,168	111,747	101,006

#### IV.6.6.2 L'ELS

**Tableau IV.31 Combinaisons des moments à l'ELS**

Combinaisons des moment (t.m)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G+1,2A+1,2St	667,516	545,936	656,247	625,642
G+1,2Bc+1,2St	329,254	146,833	208,336	155,247
G+1,2Bt+1,2St	273,337	177,388	119,181	72,788
G+Mc120	610,189	553,785	522,0914	488,920
G+D240	<b>752,185</b>	680,373	606,358	536,749

**Tableau IV.32 Combinaisons des efforts tranchants à l'ELS**

Combinaisons des efforts tranchants (t)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G+1,2A+1,2St	89,761	75,866	88,473	84,977
G+1,2Bc+1,2St	42,799	19,703	25,792	18,896
G+1,2Bt+1,2St	32,627	20,511	13,809	8,348
G+Mc120	75,186	72,281	70,648	68,939
G+D240	<b>99,444</b>	91,236	82,776	74,819

#### IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a évalué les charges et les surcharges, elles seront utilisées dans les chapitres qui suivent pour déterminer les efforts appliqués.



**CHAPITRE V**  
**Etude de la précontrainte**

## V.1.Introduction

Le béton résiste mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Et dans ce chapitre on va faire une étude de la précontrainte par post-tension.

## V.2. Dimensionnement de la précontrainte

Pour les cas courants et une fissuration préjudiciable on classe la précontrainte en classe II qui admet des contraintes de traduction dans le béton, mais pas de formation des fissures.

### V.2.1. Vérification de la section

Pour vérifier la section à la précontrainte, on a l'inégalité suivante :

$$\frac{I}{v'} \geq \frac{M_M - M_m}{\sigma_M - \sigma_m} \quad (V.1)$$

Avec  $M_M = 7,52 \text{ MN.m}$

$$M_m = 4,82 \text{ MN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.Vérification de la section du béton

	Phase de construction	Phase d'exploitation
$\sigma_{\min}(\text{MPa})$	$\sigma_{ts} = -4.5$	$\sigma_{ti} = -3$
$\sigma_{\max}(\text{MPa})$	24	24
$\Delta M / (\sigma_M - \sigma_m) \text{ (m}^3\text{)}$	0,09	0,10
$I/V' \text{ (m}^3\text{)}$	0,35	0,35

La condition est vérifiée dans les deux phases de construction et d'exploitation.

### V.2.2. Calcul de nombre de câble

#### V.2.2.1. Valeur initiale de la précontrainte

On cite les paramètres suivant pour le calcul de l'effort initial de la précontrainte :

$$\begin{cases} \sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prj} ; 0,9 f_{pej}) \\ P_0 = A_p \sigma_{p0} \end{cases} \quad (V.2)$$

$$\begin{cases} \sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa} \\ P_0 = 3.10 \text{ MN} \end{cases}$$

#### V.2.2.2. Valeur minimale de la précontrainte en service

On donne les caractéristiques géométriques suivants :

**TableauV.2.Caractéristique de la section à mi-travée de la poutre**

Poutre seule		Poutre avec hourdis	
B (m <sup>2</sup> )	0.64	B (m <sup>2</sup> )	1.04
v (m)	0.83	v(m)	0.72
v' (m)	1.07	v' (m)	1.4
I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	0.27	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	0.46
ρ	0.46	ρ	0.43

La valeur minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{\min} = \max(P_I; P_{II}) \quad (V.3)$$

Tel que :

$$P_I = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho \times h} + \frac{\rho(v' \sigma_{ts} + v \sigma_{ti})}{\rho \times h} ; \text{ pour une section sous critique.} \quad (V.4)$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \rho.B.v.\sigma_{ti}}{c + v' - d'} ; \text{ pour une section sur critique.} \quad (V.5)$$

**TableauV.3.Résultats de calcul de P<sub>min</sub>**

σ <sub>ti</sub> (MPa)	σ <sub>ts</sub> (MPa)	d' (m)	P <sub>I</sub> (MN)	P <sub>II</sub> (MN)	e <sub>0</sub> (m)	c (m)	<b>P<sub>min</sub>(MN)</b>
-3	-4,50	0,19	-0,69	4,3	-1,21	0,34	<b>4,3</b>

D'après les résultats P<sub>min</sub>=P<sub>II</sub> on a une section sur-critique.

### V.2.2.3. Nombre de câbles

Pour des pertes estimées à 25%, le nombre de câbles est défini par l'inégalité suivante :

$$N \geq \frac{P_{\min}}{0,75 P_0} \quad (V.6)$$

N ≥ 1,85 ; donc on prend 2 câbles de 15T15.

### V.2.2.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

- Fibre supérieure :  $\sigma_{\text{sup}} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$

- Fibre inférieure :  $\sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P<sub>0</sub> avant le coulage de la dalle sur place et les pertes sont estimées à 25% de P<sub>0</sub>.

Ce qui nous donne les deux inégalités suivantes

$$\left. \begin{array}{l} P \leq 11.18 ; N \leq 5.61 \\ P \leq 6.96 ; N \leq 3.49 \end{array} \right\} \text{ Donc on prend N égale à 2 câbles de 15T15.}$$

**V.2.3. Vérification des contraintes totales**

Selon le PBEL les limites des contraintes sont montrées dans la figure suivante :

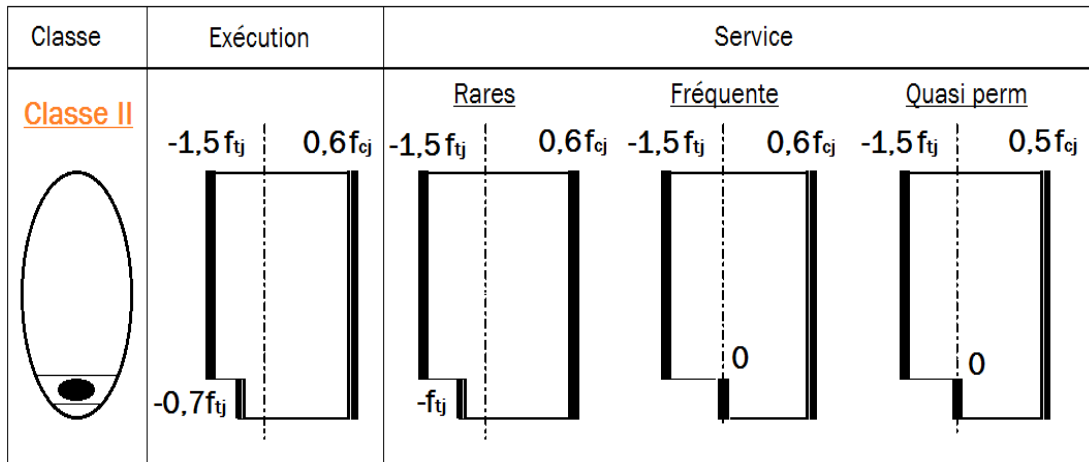


Figure V.1. Les limites de contraintes de la Classe II

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

- **Première étape** : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).
- **Deuxième étape** : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 10%.
- **Troisième étape** : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et après 28jours de coulage de l'hourdis, avec une mise en tension 100% et des pertes de 20%.
- **Quatrième étape** : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25%.

Les équations suivantes présentent les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tant que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \tag{V.7}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \tag{V.8}$$

$$\sigma_{bt1} = 1,5 f_{tj} \tag{V.9}$$

$$P = n_{cable} \times P_0 (1 - \% \text{ pertes considérées}) \tag{V.10}$$

$$e_0 = -v' + d' \tag{V.11}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (P e_0 + Mg) \frac{v'}{I} \tag{V.12}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - (P e_0 + Mg) \frac{v'}{I} \tag{V.13}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4. Vérification des contraintes totales.**

Les phases	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes	5%	10%	20%	%25
$f_{cj}$ (MPa)	26.49	40	40	40
$f_{tj}$ (MPa)	2.19	3	3	3
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15.89	24	24	24
$\sigma_{bt1}$ (MPa)	-3.28	-4.50	-4.50	-4.50
$\sigma_{bt2}$ (MPa)	-1.53	-2.10	-2.10	-3.00
n	2	2	2	2
$e_0$ (m)	0.88	0.88	1.21	1.21
M(MN.m)	2.82	2.82	3.98	7.52
P(MN)	2,94	5,58	4,96	4,65
$\sigma_{sup}$ (MPa)	5,35	2,2	1,6	7,52
$\sigma_{inf}$ (MPa)	3,62	16,99	10,89	-1,38
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

D'après les calculs les contraintes sont vérifiées dans tous les cas de constructions et d'exploitations donc le dimensionnement est convenable.

### V.2.3. Tracé des câbles

#### V.2.3.1. Dispositions constructives des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d'about (depuis le BPEL).

#### V.2.3.2. Section d'about

On a l'espacement  $x$  entre les deux câbles est de 0.55m, ainsi que  $d_1$  est égal à 0.6m.

$$\begin{cases} d_1 = 0,6m \\ d_2 = 1,15m \end{cases}$$

#### V.2.3.3. Section de mi-travée

En respectant la distance du gain  $\varphi$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante : On a :  $\varphi = 0,08m$ .

$$\begin{cases} d_1 > 1,5\varphi ; d_1 = 0,12m \\ d_2 > d_1 + \varphi ; d_2 = 0,20m \end{cases}$$

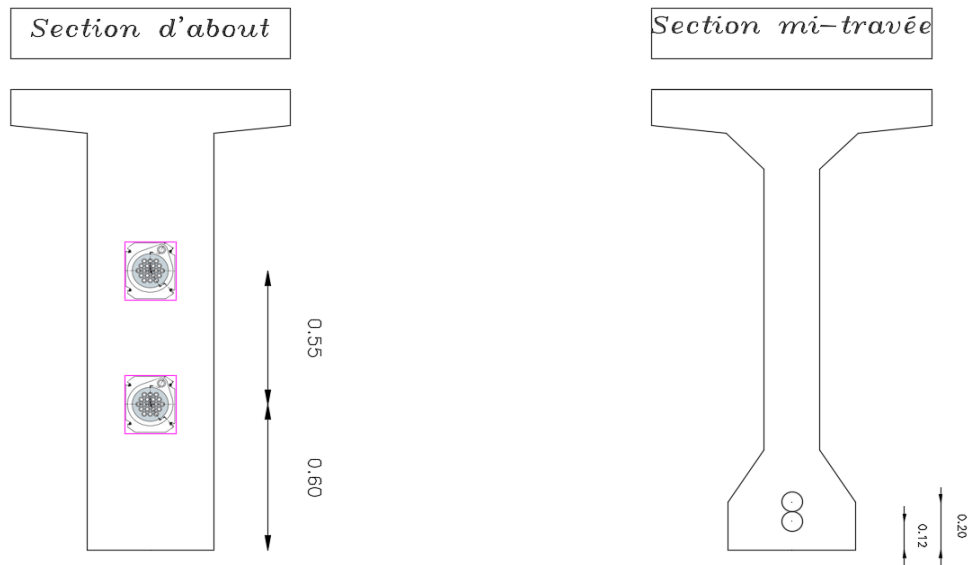


Figure V.2. Disposition des câbles sur les deux sections.

### V.2.3.4. Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est donné par l'équation :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right) \quad (\text{V.14})$$

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8 h_{\text{poutre}} \quad (\text{V.15})$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0,4 f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x\right)} \quad (\text{V.16})$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad ; \quad B_n = B_{\text{poutre+hourdis}} - \frac{2\pi\varphi^2}{4} \quad (\text{V.17})$$

$$b_n = b_0 - nk\varphi \quad \left( \begin{array}{l} k = 0,5 \text{ pour les cas de posttension} \\ n = 1 \text{ pour le nombre de gain} \\ b_0 = 0,5\text{m pour la largeur du talon} \end{array} \right)$$

Tableau V.5. Valeurs des paramètres précédentes.

$V_M$ (MN)	$V_m$ (MN)	$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$b_n$	$P$ (MN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0,85	0,55	1,4	0,42	4,98	3,55	2,80	2

Donc on trouve  $-16,88 \leq \alpha \leq 30,77$  et on prend  $\alpha_1 = 9^\circ$  et  $\alpha_2 = 10,5^\circ$ .

### V.2.3.5. Détermination des paramètres des câbles

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties.

Donc pour déterminer le tracé de chaque câble on utilise les conditions aux limites :

Câble 1 :

$$\begin{cases} x = 0 ; y = 0,12 \\ x = 18 ; y = 0,60 \\ x = 0 ; y' = 0 \end{cases} \text{avec : } \begin{cases} y = ax^2 + bx + c \\ y' = 2ax + b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0,12 \\ b = 0 \\ a = 0,001481 \end{cases}$$

$$y = 0,001481x^2 + 0,12 \quad (\text{V.19})$$

Câble 2 :

$$\begin{cases} x = 0 ; y = 0,20 \\ x = 18 ; y = 1,15 \\ x = 0 ; y' = 0 \end{cases} \text{avec : } \begin{cases} y = ax^2 + bx + c \\ y' = 2ax + b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0,20 \\ b = 0 \\ a = 0,002932 \end{cases}$$

$$y = 0,002932x^2 + 0,20 \quad (\text{V.20})$$

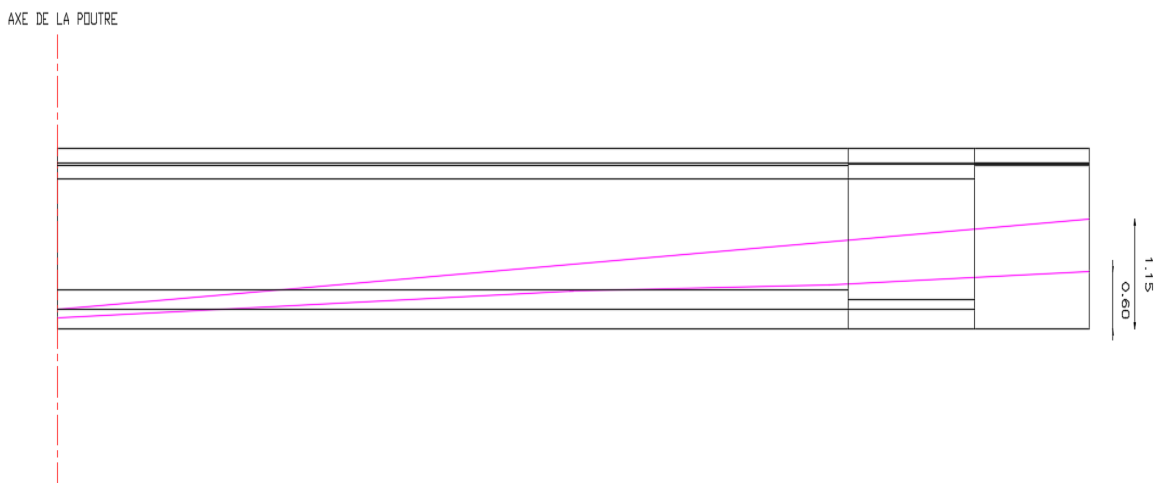


Figure V.3. Schématisation des câbles

### V.3.Calcul des pertes

La détermination de L'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte. D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

Le schéma présente les deux groupes de perte de tension :

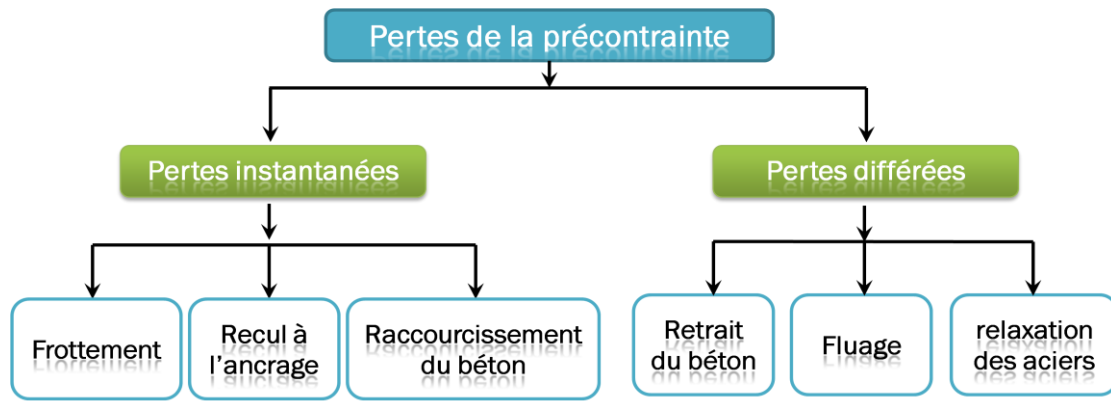


Figure V.4. Hiérarchie de calcul des pertes

**V.3.1. Calcul des pertes instantanées :**

**V.3.1.1. Pertes par frottement**

Elle se produit par frottement du câble sur sa gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il ya contact entre ces éléments, c’est-à-dire, dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(f \cdot \beta + x \cdot \varphi) \tag{V.21}$$

Tel que :

$\varphi$  : coefficient de frottement en ligne (m<sup>-1</sup>).

$f$  : coefficient de frottement en courbe (rad<sup>-1</sup>).

$\beta$  : l’angle de déviation sur la distance  $x$ .

On prend :  $f = 0,18$  et  $\varphi = 0,002$  et on calcul toutes les pertes à  $L/2$ .

Tableau V.6. Pertes de frottement

N° câble	$x=L/2$ (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (%)
C1	18	0.035	0.042	61.09	67.71	0.0458
C2	18	0.087	0.052	74.32		

**V.3.1.2. Perte par recul d’ancrage**

Après la mise en tension, on vient bloquer les ancrages, il se produit alors un léger glissement avant blocage définitif qui est dû aux jeux existants dans les pièces d’ancrage. Ce léger glissement entraîne un raccourcissement du câble, donc une perte de tension.

On détermine la perte de recul d’ancrage avec l’équation suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times k \times (d-x) \times \sigma_{p0} \tag{V.22}$$

Avec :  $k = f \times \frac{\beta}{l}$  et  $d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{k \cdot \sigma_{p0}}}$

k : fonction croissante.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g = 0,002m : glissement à l'ancrage

$E_p = 190000 \text{ MPa}$  : module d'élasticité des câbles précontraints.

**Tableaux V.7. Perte de recul d'ancrage à L/2**

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$	
						(MPa)
C1	18	0.0023	10.47	0	72.58	(MPa)
C2	18	0.0029	9.47	0	80.24	(MPa)

### V.3.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton

Le règlement BPEL retient la formule suivante pour la variation de contraintes due à une action permanente appliquée postérieurement aux armatures considérées :

$$\begin{cases} \sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi} \\ \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \end{cases} \quad (V.23)$$

**Tableau V.8. Résultat de calcul des pertes par déformation instantanée du béton à L/2.**

$M_g$ (MN)	$E_{ij}$ (MPa)	e(m)	B(m <sup>2</sup> )	$I_G$ (m <sup>4</sup> )	$n_{\text{cable}}$	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_e$ (MPa)	$\sigma_e$ %
2,82	37619,47	0,91	0,64	0,27	2	17,91	45,23	0,0306

### V.3.2. Calcul des pertes différées

#### V.3.2.1. Pertes par retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r \approx \varepsilon_r \times E_p \quad (V.24)$$

Tel que :  $\varepsilon_r = 0,0002$  en climat Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

Donc  $\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$ .

#### V.3.2.2. Pertes par fluage du béton

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte, les câbles étant ancrés dans le béton, vont subir la même déformation, donc une diminution de

leur tension. Le BPEL propose pour les cas courants, une formule simplifiée qui est la suivante :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \\ \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \end{cases} \quad (V.25)$$

Tableau V.9. Résultat de calcul des pertes de fluage à L/2

M <sub>p</sub> (MN.m)	e <sub>0</sub> (m)	P(MN)	E <sub>p</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Δσ <sub>fl</sub> (MPa)	Δσ <sub>fl</sub> %
4,82	1,24	5,73	190000	11,05	139,52	0,0944

### V.3.2.3. Pertes par relaxation du câble

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause de relâchement de ses fibres, c'est le phénomène de relaxation.

La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i \quad (V.26)$$

μ<sub>0</sub> 0,43 pour les TBR (très basse relaxation).

ρ<sub>1000</sub> Coefficient de relaxation à 1000 heures.

Tableau V.10. Résultat de calcul des pertes par relaxation du câble à L/2

ρ <sub>1000</sub> %	μ <sub>0</sub>	Δσ <sub>p</sub> (MPa)	Δσ <sub>p</sub> %
2,5	0,43	62,23	0,0421

Après le calcul des pertes on va évaluer les pertes instantanées et différées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11. Les pertes instantanées et différées

	MPa	%
Δσ <sub>inst</sub>	112,93	7,64
Δσ <sub>diff</sub>	229,38	15,52
Δσ <sub>tot</sub>	342,31	23,16

On conclure que les pertes calculées sont de 23,16% donc le pourcentage des pertes supposé 25% est validé.

### V.4. Justification des contraintes :

La vérification est présentée dans le tableau suivant pour les quatre phases précédentes, le calcul est fait dans les sections x=0 ; x=L/4 ; x=3L/8 ; x=L/8. (Pour plus de détail consulter l'annexe III).

Contraintes admissibles :

$$j = 7 \text{ jours} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{t1} = -3,28 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{t2} = -1,53 \text{ MPa (exécution)} ; \overline{\sigma}_{t2} = -2,19 \text{ MPa (Q.rares)} \end{array} \right.$$

$$j \geq 28 \text{ jours} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{t1} = -4,5 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{t2} = -2,1 \text{ MPa (exécution)} ; \overline{\sigma}_{t2} = -3 \text{ MPa (Q.rares)} \end{array} \right.$$

Pour le calcul de  $P_1 ; P_2$  :

$$\begin{cases} P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P \\ P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P \end{cases} \quad (V.27)$$

Tableau V.12. Vérification des contraintes

		Phase1	Phase2	Phase3	Phase4
		x=L/2	x=L/2	x=L/2	x=L/2
e(m)		0,90	0,90	1,24	1,24
M <sub>ELS</sub> (MN.m)		2,82	2,82	4,37	7,52
P <sub>1</sub> (MN)		3,07	5,95	5,57	5,18
P <sub>2</sub> (MN)		2,9	5,51	4,94	4,36
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	8,9	8,9	6,27	10,78
	$\sigma_{inf}$	-11,29	-11,29	-12,08	-20,78
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-3,97	-7,69	-4,22	-3,93
	$\sigma_{inf}$	15,88	30,78	24,65	22,94
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-3,74	-7,12	-3,74	-3,31
	$\sigma_{inf}$	14,99	28,51	21,85	19,29
$\sigma_{max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,95	1,23	2,05	6,85
	$\sigma_{inf}$	4,37	19,44	12,56	2,16
$\sigma_{min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	5,17	1,8	5,53	7,48
	$\sigma_{inf}$	3,68	17,8	9,77	-1,48

→ Les contraintes en phase de construction et en service sont vérifiées.

### V.5. Détermination des armatures des zones tendues

Selon le BPEL dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$ , tel que :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{N_{BT}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{BT}} \right) \quad (V.28)$$

$B_t$  : aire de la section du béton en traction

$N_{BT}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction

$\sigma_{BT}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes

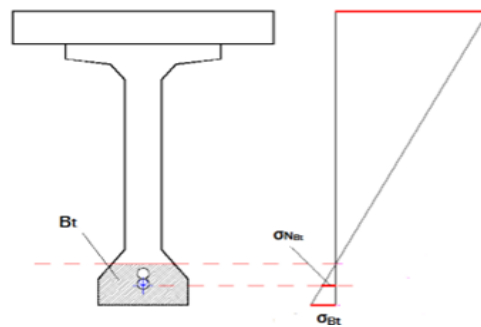


Figure V.5. Diagramme des contraintes à mi-travée

Tableau V.13.Calcul des armatures tendues

$B_t$	0,17 m <sup>2</sup>
$\sigma_{BT}$	2,8 MPa
$N_{BT}$	$\sigma_{inf}/B_t=0,48$ MN
$A_s$	12,15 cm <sup>2</sup>
Choix	4HA20 avec section de 12,57 cm <sup>2</sup>

## V.6.Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant

### V.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes : (Pour plus de détail voir l'annexe III)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq [0,4f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2 \end{array} \right. \quad (V.29)$$

Si  $\sigma_x < 0,4f_{cj}$  on a  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ , donc on vérifie juste que  $\tau < \bar{\tau}_1$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \frac{P}{B_n}; \text{ avec } P = \sum \cos \alpha_i \cdot P_i \\ \tau = \frac{S_n(y)V_{red}}{b_n I_n}; \text{ avec } V_{red} = V_{ser} - \sum \sin \alpha_i \cdot P_i \end{array} \right. \quad (V.30)$$

$\tau$  : contrainte tangentielle.

$\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$b_n$  : l'épaisseur nette de l'âme.

Tableau V.14.Calcul de la contrainte tangentielle

$V_{ser}$ (MN)	$V_{red}$ (MN)	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$b_n$ (m)	$B_n$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
0,86	0,05	0,40	0,61	0,42	1,34	3,50	2,79	0,08

On constate que  $\tau < \bar{\tau}_1$  donc les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

### V.6.2.Vérification à l'ELU

Les justifications des éléments d'une pièce à l'état limite ultime sont :

- Des bielles comprimées ;
- De la résistance des armatures transversales.

#### V.6.2.1.Les bielles comprimées

La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\operatorname{tg}^2 \beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}; \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ \quad (\text{V.31})$$

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G ;  $\sigma_x = P/B_n$

$\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime :  $\tau_u = \frac{V_{ured}}{z b_n}$

$V_u(\text{MN})$	$V_{ured}(\text{MN})$	$S_n(\text{m}^3)$	$I_n(\text{m}^4)$	$b_n(\text{m})$	$B_n(\text{m}^2)$	$\sigma_x(\text{MPa})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\beta_u(^\circ)$
1,16	0,35	0,40	0,61	0,42	1,34	3,50	0,55	8,74

On prend  $\beta_u = 30^\circ$

### V.6.2.2. La résistance des armatures transversales

Cette étape consiste à déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left( \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \operatorname{tg} \beta_u \quad (\text{V.32})$$

$A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

$S_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$$\text{Avec : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 0,42}{500} \left( 0,55 - \frac{3}{3} \right) \times \operatorname{tg} 30 \approx 0 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 5,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} - \frac{40}{6} = 6,66 \text{ MPa}, \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

## V.6. Armatures passives transversales des poutres

### V.6.1. Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

### V.6.2. Ferrailage minimal

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s \times b_n} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections  $A_t$  incluant les armatures de peau et leur espacement  $S_t$  qui est tel que :

$$S_t \leq \text{Min} (1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0) = \text{Min} (1\text{m} ; 1,52\text{m} ; 1,5\text{m}) ; \text{donc} : S_t \leq 1\text{m}$$

Si on pose les armatures de peau comme ferrailage minimal  $A_t = 3,08\text{cm}^2$  la condition est vérifiée pour un espacement  $S_t = 40\text{ cm}$  ( $S_t < 0,571\text{ m}$ ) dans toutes les sections de la poutre.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \times b_n}{f_e} \times 0,4 = \frac{1,15 \times 0,42}{500} \times 0,6 = 5,8\text{ cm}^2/\text{m}$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible. Nous optons pour des cadres HA12. Nous optons pour des cadres 2HA12 avec  $A_t = 2,26\text{ cm}^2$ .

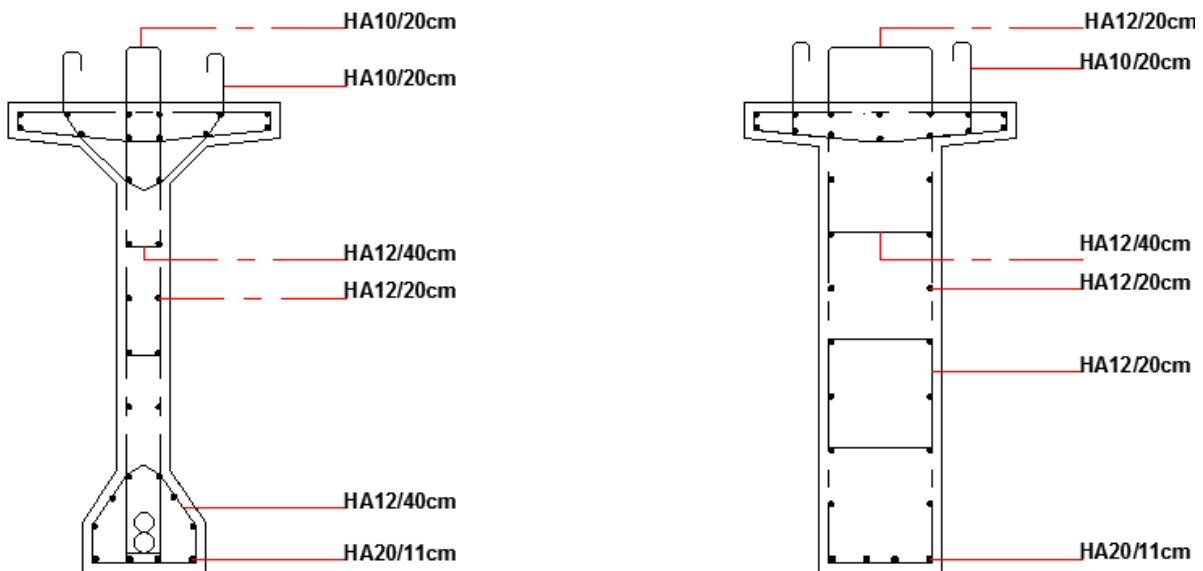


Figure V.6. Ferrailage des poutres d'about et mi-travée

## V.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications de contraintes pour confirmer le choix de nombre des câbles et leurs emplacements.

A decorative border in a reddish-brown color, resembling a scroll or a frame. It features rounded corners and elegant, swirling flourishes at the top-left and bottom-left corners. The border encloses the central text.

**CHAPITRE VI**  
**Etude de l'hourdi**

## VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va vérifier les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif ainsi que la détermination du ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis.

Le calcul des moments longitudinaux et transversaux à l'état limite ultime et la vérification de la flèche sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque.

## VI.2. Vérification de la flèche

On vérifie deux flèches ; la flèche due au poids propre du tablier et la contre flèche due à l'effort de la précontrainte. Les flèches sont comptées positive vers le bas et négative vers le haut.

### VI.2.1. Flèche due au poids propre

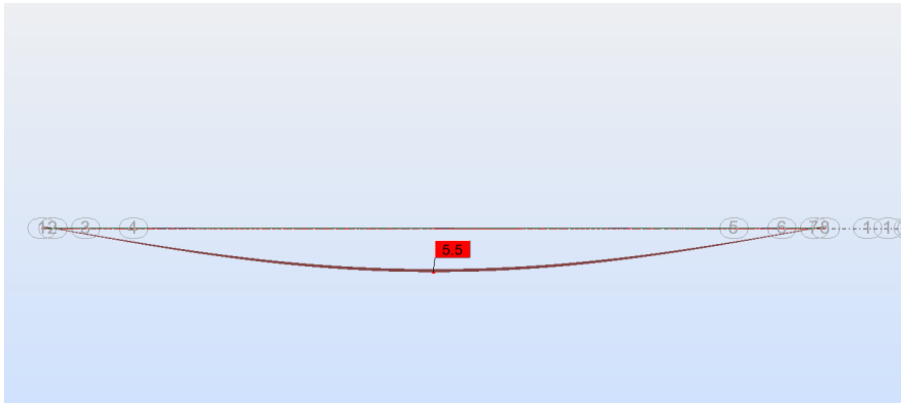


Figure VI.1. Flèche max de la poutre due au poids propre

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre sous le poids propre du tablier est  $f_G = 5,5\text{ cm}$

### VI.2.2. Flèche due à l'effort de la précontrainte

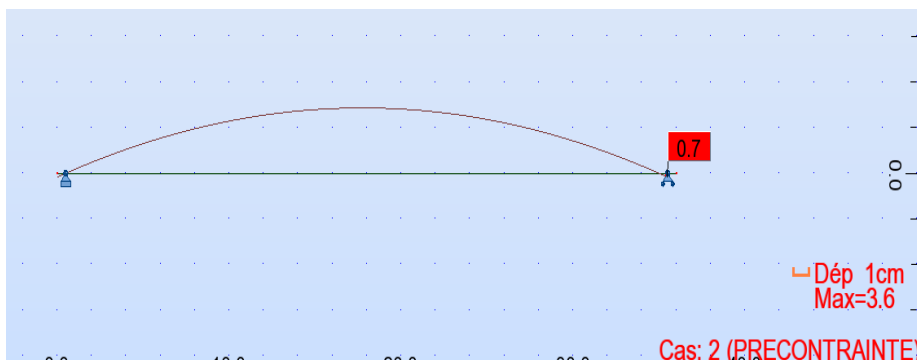


Figure VI.2. Flèche max de la poutre due à la précontrainte

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre due à la précontrainte est  $f_p = 3,6\text{ cm}$ .

### VI.2.3. Flèche maximale à l'ELS

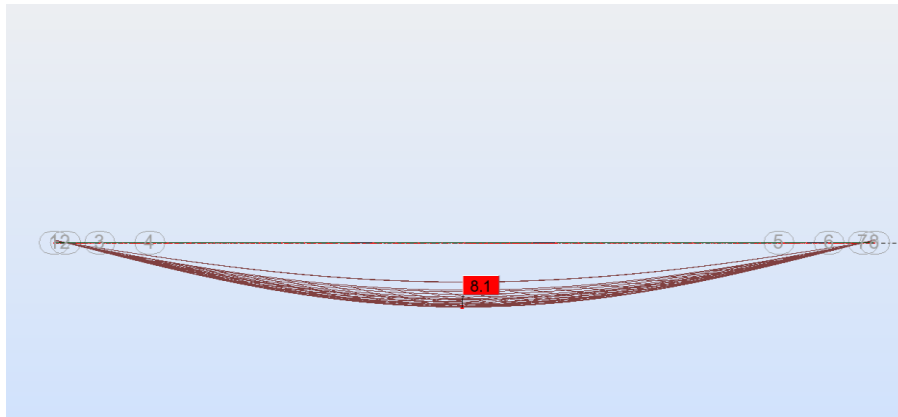


Figure VI.3. Flèche max de la poutre à l'ELS

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est :  $f_{ELS} = 8,1$  cm

### VI.2.4. Flèche totale

$$f_{tot} = f_p + f_G + f_{ELS} = -3,6 + 5,5 + 8,1 = 10 \text{ cm}$$

$$f_{tot} < f_{adm} ; \text{ avec : } f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{36}{300} = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

### VI.3. Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{M \times L}{3E_v \times I_G} \quad (\text{VI.1})$$

Tel que M le moment qui provoque la flèche,  $I_G$  est le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis et  $E_v$  est le module de déformation du béton.

$$I_G = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} \quad (\text{VI.2})$$

$$I_G = \frac{2 \times 0,55 + 2,2 \times 0,5 + 13,8 \times 0,456}{2 + 2,2 + 13,8} = 0,47 \text{ m}^4$$

#### VI.3.1. Rotation due au poids propre de la structure

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3E_v \times I_G} \quad (\text{VI.3})$$

$$\theta_G = \frac{4,82 \times 36}{3 \times 12102,945 \times 0,47} = 0,01 \text{ rad} = 0,583^\circ$$

#### VI.3.2. Rotation due aux surcharges de service

Le moment max à l'ELS est de 7,52 MN.m

$$\theta_s = \frac{M_s \times L}{3E_v \times I_G} \quad (\text{VI.4})$$

$$\theta_s = \frac{7,52 \times 36}{3 \times 12102,945 \times 0,46} = 0,016 \text{ rad}$$

### VI.3.3. Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = -\frac{M_p \times L}{3E_v \times I_G} \quad (\text{VI.5})$$

$$M_p = 4,36 \times 1,24 = 5,406 \text{ MN.m}$$

$$\theta_p = -\frac{5,406 \times 36}{3 \times 12102,945 \times 0,46} = -0,011 \text{ rad}$$

### VI.3.4. Rotation résultante à vide et en service

- A vide :  $\theta = \theta_p + \theta_G = -0,001 \text{ rad} = 0,057^\circ$
- En service :  $\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_s = 0,015 \text{ rad} = 0,86^\circ$

## VI.4. Calcul des déplacements d'appuis

### VI.4.1. Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la relation :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} \quad (\text{VI.6})$$

$$\text{Avec } \varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_r = \frac{2 \times 10^{-4} \times 35}{2} = 0,0035 \text{ m} = 0,35 \text{ cm}$$

### VI.4.2. Déplacement dû au fluage

$$\Delta_{fl} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma_{fl}}{E_p} \quad (\text{VI.7})$$

$$\Delta_{fl} = \frac{35}{2} \times \frac{139,52}{1,9 \times 10^5} = 0,0128 \text{ m} = 1,28 \text{ cm}$$

### VI.4.3. Déplacement dû à la température

$$\Delta_t = \frac{L}{2} \times \Delta L \quad (\text{VI.8})$$

Avec  $\Delta L$  égale à pour une variation de température de pour chaque appui

$$\text{Et } \Delta_t = \frac{35}{2} \times 12 \times 10^{-5} = 0,00216 \text{ m} = 0,22 \text{ cm}$$

### VI.4.4. Déplacement dû à la rotation

$$\Delta_\theta = \frac{\theta \times h_t}{2} \quad (\text{VI.9})$$

$$\Delta_\theta = \frac{0,015 \times 2,12}{2} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$$

### VI.4.5. Déplacement total

Le déplacement total est défini par la relation suivante :

$$\Delta_{max}^{(\pm)} = \frac{2}{3}(\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_{fl}) \pm \Delta_t \text{ (VI.10)}$$

$$\Delta_{max}^{(+)} = \frac{2}{3}(1,6 + 0,35 + 1,28) + 0,22 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max}^{(-)} = \frac{2}{3}(1,6 + 0,35 + 1,28) - 0,22 = 1,93 \text{ cm}$$

## VI.5. Le ferrailage

### VI.5.1. Ferrailage de l'hourdis

On récapitule les valeurs trouvées par le logiciel Robot structural Analysis dans le tableau suivant (voir annexe IV) :

Tableau VI.1. Récapitulatif des moments et efforts tranchants

	Longitudinal		Transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment sur appui (kN.m/ml)	-27,07	-16,92	-10,01	-7,42
Moment à mi travée (kN.m/ml)	90,32	66,9	48,06	35,6
Effort tranchant max (kN)	-42,85		-27,23	
Effort tranchant min (kN)	96,46		25,76	

Le ferrailage transversal et longitudinal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

#### VI.5.1.1. Ferrailage de la nappe supérieure (sur appuis)

- **Armatures transversales**

$$A_s = 2,8 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA12 ( $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15,5 cm

- **Armatures longitudinales**

La section des armatures de constructions est égale à 1/3 de  $A_s$  :

$A_s = 0,93$  ; On opte : 4HA10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15,5 cm

#### VI.5.1.2. Ferrailage de la nappe inférieure (à mi-travée)

- **Armatures transversales**

$$A_s = 10,4 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA20 avec un espacement de 15,5 cm

- **Armatures longitudinales**

La section des armatures de constructions est égale à 1/3 de  $A_s$  :

$A_s = 3,47 \text{ cm}^2$  ; On opte : 4HA12 ( $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15,3 cm

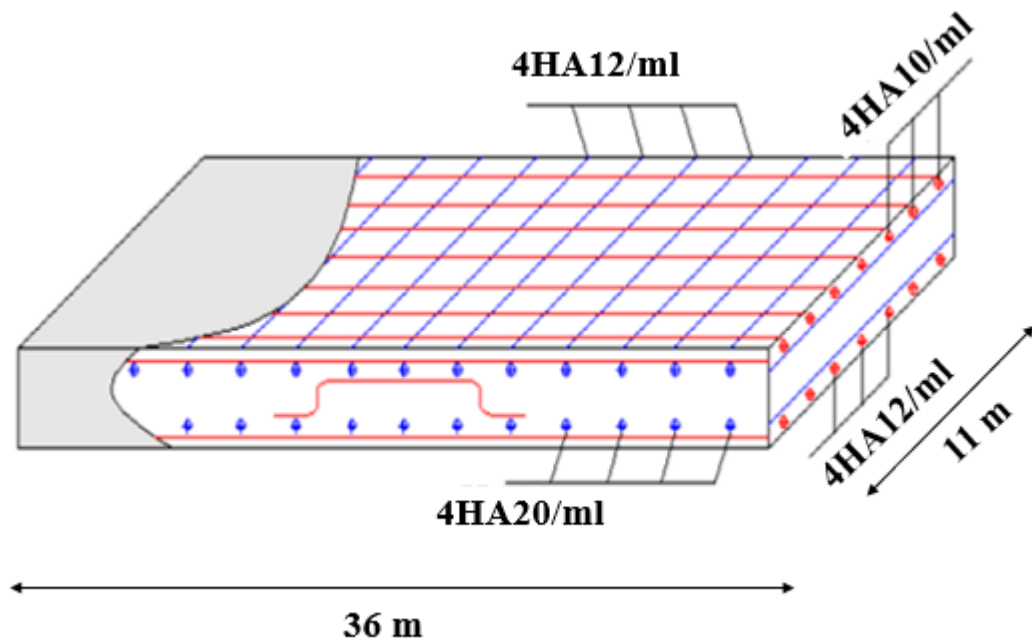


Figure VI.4 Ferrailage de l'hourdis

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a entamé les déplacements et les rotations. On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible. Ensuite, on a déterminé le ferrailage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale.

A decorative border in a light brown color, resembling a scroll or ribbon, frames the central text. It features elegant curves and loops at the corners and along the top and bottom edges.

# CHAPITRE VII

## **Equipement du tablier**

## VII.1. Introduction

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

## VII.2. Appareil d'appui

Les appareils d'appui ont pour but d'assumer la liaison entre la structure et son support en éliminant toutes les déplacements verticaux, horizontaux et les rotations. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Articulations en béton.
- Appareils d'appui spéciaux.
- Appareils d'appui métalliques.

### VII.2.1 Choix d'appareil d'appuis

Dans ce projet, l'appareil d'appui utilisé est celle en élastomère fretté. Ce type d'appareils d'appuis est le plus utilisé dans les ouvrages en béton parce qu'ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, il est facile à contrôler, ils exigent aucun entretien et leur coût est relativement modéré. L'intérêt de ces appareils appuis réside dans leur déformabilité lors des efforts qui les sollicitent.

### VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

#### VII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA]

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{IIV.1})$$

$$2 \text{ MPa} \leq \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{IIV.2})$$

Tel que 2 MPa est la condition de non cheminement et 15 MPa est la condition de non écrasement. Et l'effort tranchant maximal est défini par l'équation suivante :

$$N_{max} = T_G + T_{D240} = 99,44 \text{ t} = 0,9944 \text{ MN}$$

On trouve que la surface de l'appareil est définie par l'inégalité suivante

$$0,0663 \text{ m}^2 \leq a.b \leq 0,4972 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend : } a = b = 0,4 \text{ m} \rightarrow 0,0663 \text{ m}^2 \leq 0,16 \text{ m}^2 \leq 0,4972 \text{ m}^2$$

#### VII.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère T

$$T \geq \frac{U}{0,5} \quad (\text{IIV.3})$$

U est la déformation lente, donc on prend T = 60 mm qui présente 5 feuillettes de 12 mm

#### VII.2.2.3. Condition de non flambement de l'appareil d'appui

La condition de non flambement est la suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad (\text{IIV.4})$$

Pour  $a = b = 0,4 \text{ m}$  :  $40 \leq T \leq 80 \rightarrow$  la condition est bien vérifiée .

**VII.2.2.4. Dimensionnement des frettes**

Le dimensionnement repose sur la relation suivante :

$$t_s \geq \max \left\{ \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} ; 2 \text{ mm} \right\} \tag{IIV.5}$$

$G' = 0,9 \text{ MPa}$  , c'est le module de cisaillement conventionnel

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{0,9944}{0,4 \times 0,4} = 6,215 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G' \times (a + b)} \tag{IIV.6}$$

$$\beta = \frac{40 \times 40}{2 \times 0,9 \times (40 + 40)} = 11,11$$

$\sigma_e = 235 \text{ MPa}$  , c'est la contrainte limite de traction des frettes (S235)

$t_s \geq \max \{ 1 \text{ mm} ; 2 \text{ mm} \}$  ; Donc, on prend :

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 12 \text{ mm}$ .

Frettes métalliques de :  $t_s = 3 \text{ mm}$ .

Enrobage des chants :  $4 \text{ mm}$ .

Enrobage extérieur :  $2,5 \text{ mm}$ .

**Tableau VII.1. Dimensions de l'appareil d'appui**

Dimensions	Valeurs (mm)	
a	400	
b	400	
$t_i$	12	
$t_s$	3	
e	4	
T	60	
Tb	68	

**VII.2.2.5. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure**

- **Force de freinage développée par la charge A(I)**

L'effort de freinage correspondant à la charge A(I) est calculé dans le tableau IV.20 tel que :

$$H_{A(I)} = 11,91 \text{ t} \rightarrow H_{A(I)/Appareil \text{ d'appui}} = 0,851 \text{ t/appareil}$$

- **Force de freinage développée par le système B<sub>c</sub>**

Il est défini par la relation :

$$H_{Bc/ \text{Appareil d'appui}} = \frac{F(B_c)}{n_{\text{appareil d'appui}}} \quad (\text{IIV.7})$$

$$H_{Bc/ \text{Appareil d'appui}} = \frac{30}{2 \times 7} = 2,143 \text{ t}$$

- **Effort dû au séisme (RPOA 2008)**

Effort horizontal:  $H_H = 0,25G$  (IIV.8)

Effort vertical :  $H_V = 0,075G$  (IIV.9)

G présente le poids propre du tablier/ travée ;  $G = 895,932 \text{ t/ travée}$ .

$$H_H/ \text{Appareil d'appui} = 16 \text{ t et } H_V/ \text{Appareil d'appui} = 4,80 \text{ t}$$

- **Effort dû au vent**

Il est défini par :

$$H_{\text{vent}} = P_v \times S \quad (\text{IIV.10})$$

$P_v$  est la pression du vent qui est égale à  $1,25 \text{ kN/m}^2$  et  $S$  est la surface

$$H_{\text{vent}} = 1,25 \times 2,12 \times 36 = 95,4 \text{ kN} = 9,54 \text{ t}$$

Donc : l'effort du au vent par un appareil d'appui :  $H_{\text{vent}/ \text{Appareil d'appui}} = 0,681 \text{ t}$

- **Effort dû aux déformations**

Il est défini par :

$$H_{\Delta} = \frac{\Delta_{\text{max}} \times G' \times a \times b}{T} \quad (\text{IIV.11})$$

$$H_{\Delta} = \frac{0,024 \times 0,9 \times 0,4 \times 0,4}{0,06} = 0,057 \text{ MPa}$$

### VII.2.2.6. Vérification des contraintes

- **Contrainte de compression**

On doit vérifier :  $\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} \leq ? 15 \text{ MPa}$

On a :  $\sigma_{\text{max}} = \frac{0,9944}{0,4 \times 0,4} = 6,215 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **Contrainte de cisaillement**

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H \leq 5G \quad (\text{IIV.12})$$

◆ **Contrainte de cisaillement due à l'effort normal**

On vérifie :

$$\tau_N = \frac{1,5\sigma_{max}}{\beta} < 3G' \quad (IIV.13)$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} \quad (IIV.14)$$

$\sigma_{max} = 6,215$  MPa , c'est la contrainte normale sous l'effort vertical maximal

$G' = 0,9$  MPa , c'est le module de cisaillement de l'élastomère

$t = 1,2$  cm, c'est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire

$$\beta = \frac{40 \times 40}{2 \times 1,2 \times (40 + 40)} = 8,33$$

$$\text{Alors : } \tau_N = \frac{1,5 \times 6,215}{8,33} = 1,119 < 3 \times 0,9 = 2,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Contrainte de cisaillement due aux déformations tangentielles**

- **Sous un déplacement lent**

$$\tau_{H1} = \frac{G' \times U}{T} \leq 0,5G' \quad (IIV.15)$$

$U = \Delta_r + \Delta_{fl} + \Delta_t = 0,018$  m , c'est le déplacement due à la variation linéaire lente

$$\tau_{H1} = \frac{0,9 \times U}{0,06} = 0,27 \text{ MPa} \leq 0,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ MPa}$$

- **Sous effet de freinage**

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} \leq 0,5G' \quad (IIV.16)$$

$H_2 = 2,143$  t = 0,0214 MN, c'est l'effort de freinage développé par le système Bc

$$\tau_{H2} = \frac{0,0214}{0,4 \times 0,4} = 0,134 \text{ MPa} \leq 0,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous effort de déformation cumulée**

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} \leq 0,7G' \quad (IIV.17)$$

$$\tau_H = 0,27 + 0,5 \times 0,134 = 0,337 \leq 0,7 \times 0,9 = 0,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Contrainte de cisaillement due à la rotation**

$$\tau_\alpha = \frac{G'}{2} \left( \frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t \quad (IIV.18)$$

$\alpha_t = \frac{\alpha \times \alpha_0}{n}$  , c'est l'angle de rotation exprimée en radian d'un feuillet élémentaire

$\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$  rad , c'est la rotation supplémentaire pour les poutres préfabriquées.

$\alpha = 3,86 \times 10^{-3}$  rad, c'est la rotation maximale de l'appareil d'appui

$n = 5$ , c'est le nombre de feuillet

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,9}{2} \left( \frac{0,4}{0,012} \right)^2 \frac{3,86 \times 10^{-3} + 1 \times 10^{-2}}{5} = 1,386 \text{ MPa}$$

Alors : d'après l'équation (IIV.12) :

$$1,386 + 0,337 + 1,119 = 2,842 \text{ MP} \leq 5 \times 0,9 = 4,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3. Dés d'appui

#### VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures, leurs dimensions en plan ( $a'$  et  $b'$ ) dépend de l'appareil d'appui, il convient de conserver une distance au moins 5cm entre le nu de dé d'appui et l'appareil d'appui. Leurs épaisseurs sont variables afin réaliser le dévers de la dalle.

$$a' = b + 200 = 400 + 200 = 600 \text{ mm} \quad \text{La surface: } S_0 = a' \times b' = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$b' = a + 200 = 400 + 200 = 600 \text{ mm} \quad \text{Le périmètre : } P_0 = 2(a' + b') = 2(0,6 + 0,6) = 2,4 \text{ m}$$

La hauteur :  $h \geq 2 \times \frac{S_0}{P_0} = 0,3 \text{ m}$  Donc on prend  $h = 0,4 \text{ m}$  mais pour garantir le divers du tablier  $h$  varie.

#### VII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis

La section de ferrailage  $A$  est définie par la relation suivante :

$$A = \frac{R_{max}}{\overline{\sigma}_s} \tag{IIV.19}$$

$R_{max} = 1,35 T_G + 1,6 T_{D240} = 134,249 \text{ t} = 1,342 \text{ MN}$ , c'est la réaction maximale ultime.

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

##### VII.3.2.1. Armatures de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 25\% R_{max}$  :

$$A_c = \frac{0,25 R_{max}}{\overline{\sigma}_s} \tag{IIV.20}$$

$$A_c = \frac{0,25 \times 1,342}{434,78} = 7,717 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,717 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

##### VII.3.2.2. Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures. La section calculée doit reprendre un effort de :  $R = 12,5\% R_{max}$  :

$$A_p = \frac{0,125 R_{max}}{\overline{\sigma}_s} \tag{IIV.21}$$

$$A_p = \frac{0,125 \times 1,342}{434,78} = 3,858 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,858 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

### VII.3.2.3. Armatures de diffusion

- **Ferrailage de surface (frettes sup)**

Ce sont des armatures capables de reprendre un effort de :  $R = 4\%R_{max}$  :

$$A_s = \frac{0,04R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \quad (\text{IIV.22})$$

$$A_s = \frac{0,04 \times 1,342}{434,78} = 1,235 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,235 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage d'éclatement (frettes inf)**

Ce sont des armatures capables de reprendre un effort de :  $R = 10\%R_{max}$  :

$$A_{\epsilon} = \frac{0,1R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \quad (\text{IIV.23})$$

$$A_{\epsilon} = \frac{0,1 \times 1,342}{434,78} = 3,087 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,087 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

## VII.4. Joint de chaussée

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

### VII.4.1. Choix du joint de chaussée

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température), doit être inférieur à  $W$ .
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à  $1,3W$ .
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être inférieur à  $1,3W$ . Avec  $W$  représente le déplacement qui caractérise le type de joint de chaussée choisi.

### VII.4.2. Calcul des déplacements

#### VII.4.2.1. Déplacement due au freinage

Le freinage est une variation instantanée donc :

$$\Delta H_{\text{frein}} = \frac{T \times H_{\text{frein}}}{G' \times a \times b} \quad (\text{IIV.24})$$

$G'$  : module de déformation transversale  $G = 0,9 \text{ MPa}$  pour des variations statiques et  $1,2 \text{ MPa}$  pour des variations dynamiques.

$$\Delta H_{\text{frein}} = \frac{0,06 \times 0,0214}{1,2 \times 0,4 \times 0,4} = 0,00669 \text{ m} = 0,669 \text{ cm}$$

**VII.4.2.2. Déplacement due au séisme**

$$\Delta H_s = \frac{T \times H_s}{G \times a \times b} \tag{IV.25}$$

$$\Delta H_s = \frac{0,06 \times 0,16}{1,2 \times 0,4 \times 0,4} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

**VII.4.2.3. Déplacement due aux variations linéaires**

$$\Delta H_{\text{lin}} = \Delta H_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\theta} + \Delta h_{\text{ret}} + \Delta h_{\text{flu}}) + \Delta h_{T^{\circ}} \tag{IV.26}$$

$$\Delta H_{\text{lin}} = \Delta H_{\text{max}} = \frac{2}{3} (1,6 + 0,35 + 1,28) + 0,22 = 2,4 \text{ cm}$$

**VII.4.3. Combinaisons de calcul**

$$\Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{frein}} = 2,4 + 0,669 = 3,069 \text{ cm}$$

$$\Delta H_s + \Delta H_{\text{frein}} = 5 + 0,669 = 5,669 \text{ cm}$$

D’après les résultats de soufflé total qu’on a obtenus (voir annexe VII), on opte le type JEP3 (joint de faible souffle  $w < 50$ ), Ce choix est fait selon des gammes de joints **CIPEC** (Freyssinet) dont les intervalles sont dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2. Gamme des joints CIPEC**

Souffle	S < 50	50 ≤ S ≤ 60	60 ≤ S ≤ 80	80 ≤ S ≤ 110	110 ≤ S ≤ 160	160 ≤ S ≤ 230	230 ≤ S ≤ 250	S > 250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Dimensions en mm. \* jusqu'à 1000.



**Figure VII.1 Joint de chaussée JEP3**

### VII.5. Autres équipements du tablier

- **Etanchéité** : ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.
- **Couche de roulement** : cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.
- **Trottoirs** : le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont ; la largeur des trottoirs est de : 0,75m.
- **Revêtements du tablier** : l'épaisseur de cette couche est de 0.08m.
- **Garde-corps** : ce sont des barrières à hauteur de poitrine. En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre pont on va employer des garde-corps standard de 1.1m de hauteur.
- **Corniches** : ces éléments ont essentiellement un rôle esthétique, mais aussi elles aident à éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.
- **Glissières de sécurité** : son rôle principal est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant le long des véhicules qui roulent sur les voies du pont ; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions normalisées.

### VII.6. Les gargouilles

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale qui ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% pour notre cas).

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 10m à 15m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

(Pour la vérification des appareils d'appui et le joint de chaussée voir annexe V)

### VII.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a pu constater que chaque élément constitutif d'un pont a son importance que ce soit des éléments porteurs ou des équipements. Ces derniers assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage en service.

L'appareil d'appui trouvé aura les dimensionnements suivants : 400×400, ces dimensionnements ont été vérifiés pour différents de contraintes. Pour le joint de chaussée on a choisis le type JEP3 de la gamme de CIPEC .

A decorative border in a light brown color, resembling a scroll or a frame. It features rounded corners and elegant, swirling flourishes at the top-left and bottom-left corners. The border encloses the central text.

**CHAPITRE VIII**  
**Etude de l'infrastructure**

**VIII.1. Introduction**

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

L'infrastructure est constituée des fondations, culées, qui sont les appuis extrêmes et les piles qui sont des appuis intermédiaires. Dans ce chapitre on va faire une conception et étude détaillé de ces éléments.

**VIII.2. Etude de la pile**

**VIII.2.1. Choix du type de pile**

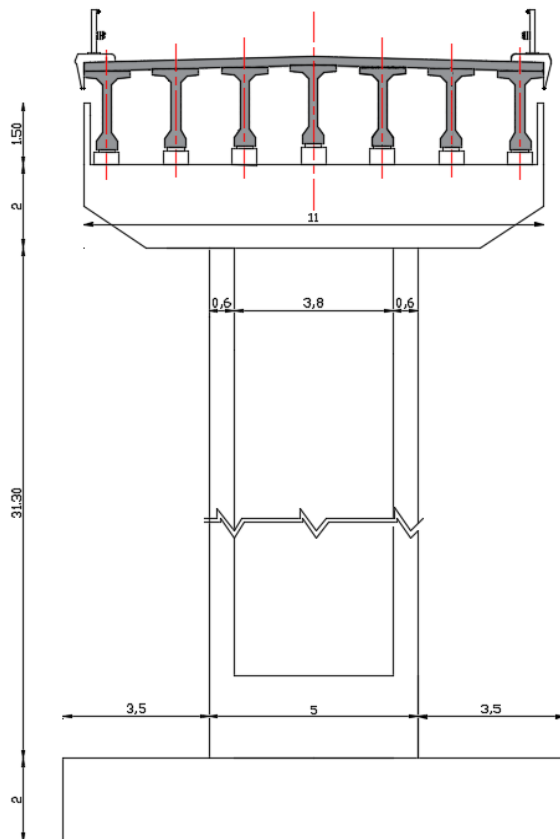
Les critères du choix du type de la pile sont principalement le mode de construction du tablier, le type et le mode d'exécution des fondations, et certaines autres exigences ou fonctionnelles liées au site.

Dans notre viaduc, on a adopté deux types de piles voile :

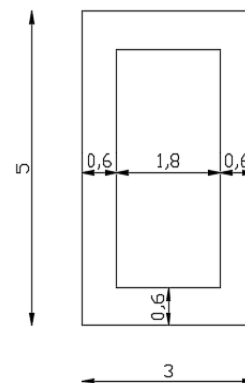
- Piles voile rectangulaires creuses : pour les piles élancées.
- Piles voile rectangulaires pleines : pour les deux piles P5 et P6.

**Tableau VIII.1. Hauteurs des piles**

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Hauteur(m)	13,40	15,80	18,80	15,20	8,10	6	13,9	11,80	16,70	31,30	23,50



**Figure VIII.1. Dimensions de la pile 10**



**Figure VIII.2. Section creuse de la pile**

**VIII.2.2. Evaluation de la raideur total K**

Le type de liaison entre le tablier et la pile influe sur la rigidité des piles. En revanche les culées sont considérées comme infiniment rigides d'où la rigidité de l'appui est celle de l'appareil d'appuis. Le calcul de rigidité des différents éléments de l'ouvrage se fait par les formules suivantes :

$$K_{pilecreuse} = \frac{3EI}{h^3} \tag{VIII.1}$$

$$K_{pile\ Pleine} = \frac{3EI}{h^3} \tag{VIII.2}$$

$$K_{Appareil\ d'appui} = \frac{G.a.b}{T} \tag{VIII.3}$$

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{appareil\ d'appui}}} \tag{VIII.4}$$

Tel que : a, b et T sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère. G : module de cisaillement de l'appareil d'appui qui est égale à 1,2 MPa en cas dynamique et 0,9 MPa en cas statique

**Tableau VIII.2 Raideur dynamiques des piles**

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
$K_{Fût}$ (MN/m)	947,1 3	577,7 7	342,9 7	648,9 3	6035,6 7	14850,0 0	1194,3 6	1952,2 4	688,7 0	134,9 5	318,8 7
$k_{Ap-d'app}$ (MN/m)	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62	3,62
$n_{A-Apps}$	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
$K_p$ (MN/m)	48,14	46,62	44,18	47,04	50,29	50,54	48,65	49,43	47,24	36,86	43,76

**Tableau VIII.3 Raideur dynamiques des culées**

Culée	C1	C2
$k_{Ap-d'app}$ (MN/m)	3,62	3,62
$n_{A-Apps}$	7,00	7,00
$K_p$ (MN/m)	20,57	25,36

$$K_{long} = \Sigma K_p = 558,70 \text{ MN/m}$$

**VIII.2.3. Etude sismique du tablier**

Afin de pouvoir estimer l'effort sismique appliqué sur un ouvrage d'art et spécialement les ponts, l'analyse sismique est faite par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire). Selon RPOA, pour définir la méthode suivie pour déterminer l'effort sismique appliqué sur notre ouvrage, on doit vérifier certaines conditions :

-La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.

$$M_{pile} = 39,413 \text{ MN}$$

$$0,43M_{tablier} = 41,8046 \text{ MN} . \text{ Donc : } 0,43M_{tablier} > M_{pile} \text{ (condition vérifiée).}$$

- L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais (condition vérifiée).

- La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémités du tablier :

$$e_0 = |X_M - X_R| = |216 - 222,92| = 6,92 \leq 0,5\%L = 21,6 \text{ m (condition vérifiée).}$$

→ La méthode monomodale est applicable.

### VIII.2.3.1. Evaluation des efforts

#### VIII.2.3.1.1 Effort longitudinal

Pour les ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique longitudinalement au tablier.une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression suivante :

$$F = M_T \times S_a(T) \tag{VIII.5}$$

Tel que  $M_T$  est la masse effective totale de la structure et  $S_a(T)$  est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale définie par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_a(s) = ASg\left(1 + \frac{T}{T_1}\right)(2,5\eta - 1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5A\eta Sg & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5A\eta Sg \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5A\eta Sg \frac{3T_2}{T^2} & 3s \leq T \end{array} \right. \tag{VIII.6}$$

$$\text{Avec : } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \tag{VIII.7}$$

T est la période fondamentale de l'ouvrage,  $\eta$  est le facteur de correction d'amortissement  $\eta = 1$  (site S1) ;  $T_1$  et  $T_2$  sont les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site . La sismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S1 :  $(T_1, T_2) = f(S1) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,30)$  et  $S = 1$ . Donc on obtient :

$$T = 0,83 \text{ s} , S_a = 2,22 \text{ m/s}^2$$

$$F_i - l = K_{il} x \frac{F}{K_{long}} \tag{VIII.8}$$

$$d_{tab} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \tag{VIII.9}$$

Cette force horizontale et ce déplacement seront répartis proportionnellement avec les raideurs, on s'intéresse à celle-ci qui est appliquée sur la pile la plus haute :

$$\text{A.N : } F_i - l = 21575,12 \text{ kN} ; d_{tab} = 3,9 \text{ cm. Les résultats sont résumés dans le tableau :}$$

**Tableau VIII.4 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui**

Piles	$K_p$ (MN/m)	$K_{long}$ (MN/m)	F(kN)	$F_{appui}$ (kN)
C1	20,57	558,70	21575,12	794,31
P1	48,14	558,70	21575,12	1858,99
P2	46,62	558,70	21575,12	1800,49
P3	44,18	558,70	21575,12	1706,22
P4	47,04	558,70	21575,12	1816,56
P5	50,29	558,70	21575,12	1942,21
P6	50,54	558,70	21575,12	1951,87
P7	48,65	558,70	21575,12	1878,76
P8	49,43	558,70	21575,12	1908,94
P9	47,24	558,70	21575,12	1824,20
P10	36,86	558,70	21575,12	1423,54
P11	43,76	558,70	21575,12	1689,77
C2	25,36	558,70	21575,12	979,27

### VIII.2.3.1.2 Effort transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir le modèle à tablier rigide ou le modèle à tablier flexible.

$L/B = 432/11 = 39,29 \geq 5 \rightarrow$  Le modèle à tablier flexible est applicable.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal, on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la même pile peuvent être évalués d'une manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente:  $F_i = M_i \times S_a(T_i)$  (VIII.10)

**Tableau VIII.5. Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui**

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_i$ (KN)
C1	24,68	405266,00	0,81	2,28	925,75
P1	44,84	956032,00	0,92	2,00	1916,71
P2	41,75	974032,00	0,96	1,92	1866,75
P3	37,24	996532,00	1,03	1,79	1783,29
P4	42,57	996532,00	0,96	1,91	1906,77
P5	45,61	969532,00	0,92	2,01	1946,65
P6	48,51	916657,00	0,86	2,13	1952,09
P7	44,24	893032,00	0,89	2,06	1840,13
P8	46,55	942532,00	0,89	2,06	1939,09
P9	40,45	980782,00	0,98	1,88	1843,95
P10	18,99	1090282,00	1,51	1,22	1332,08
P11	29,71	1031782,00	1,17	1,57	1620,83
C2	25,36	405266,00	0,79	2,32	938,47

### VIII.2.3.1.3 Effort vertical

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a \cdot b \cdot \mu \cdot L \quad (\text{VIII.11})$$

Tel que : a est l'accélération du sol ; b est un paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée, L est la longueur du travée et  $\mu$  est la masse linéique du tablier (pour plus de détail voir annexe VI).

Tableau VIII.6. Effort sismique vertical sur piles et culé

L (m)	$\mu$ (kg/ml)	coef $b_c$ pour les culé	$b_p$ pour piles 1 et 3	$b_{p2}$ pile 2	a	Réaction culé(kN)	Réaction pile 1 et 3 (kN)	Réaction pile2 (kN)
36	225148,8	0,24	0,9	0,64	5,25	1021,27	3829,76	2723,39

#### VIII.2.3.1.4 Effort sismique dans chaque direction

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après et les résultats sont montrés dans le tableau qui suit :

$$E1 = Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3Ex \pm 0.3Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey$$

Tableau VIII.7. Effort sismique combiné

Appui	Ex(KN)	Ey(KN)	Ez(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	794,31	925,75	1021,27	1378,41	1470,43	1537,29
P1	1858,99	1916,71	3829,76	3582,93	3623,33	4962,47
P2	1800,49	1866,75	2723,39	3177,53	3223,91	3823,56
P3	1706,22	1783,29	3829,76	3390,14	3444,09	4876,62
P4	1816,56	1906,77	3829,76	3537,52	3600,66	4946,76
P5	1942,21	1946,65	3829,76	3675,14	3678,25	4996,42
P6	1951,87	1952,09	3829,76	3686,43	3686,58	5000,95
P7	1878,76	1840,13	3829,76	3579,72	3552,69	4945,43
P8	1908,94	1939,09	3829,76	3639,60	3660,71	4984,17
P9	1824,20	1843,95	3829,76	3526,31	3540,14	4930,21
P10	1423,54	1332,08	3829,76	2972,10	2908,07	4656,45
P11	1689,77	1620,83	3829,76	3324,95	3276,69	4822,94
C2	979,27	938,47	1021,27	1567,19	1538,64	1596,59

#### VIII.2.4. Etude statique des piles

On s'intéresse à la pile la plus longue (pile voile n°10), les sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS sont présentés dans le tableau suivant (Pour plus de détails voir décente de charge et combinaisons annexe VI).

**Tableau VIII.8. Sollicitations les plus défavorables**

ELU				ELS			
Mmax (kN.m/ml)	Ncorr (kN/ml)	Tmax (kN/ml)	Ncorr (kN/ml)	Mmax (kN.m/ml)	Ncorr (kN/ml)	Tmax (kN/ml)	Ncorr (kN/m)
16360,9	23332,23	522,71	23332,23	12106,24	17,286,32	386,78	1786,32

**VIII.2.5. Etude sismique de la pile**

On fait d'abord l'évaluation des charges sismique en calculant la composante horizontale et verticale, on résume le travail dans les tableaux dans l'annexe VI)

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho AL}{EI}} \tag{VIII.12}$$

Pour la composante horizontale on utilise les formules (VIII.6), la composante verticale sera calculée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_{ae}(s) = \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) (2,5\eta - 1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha A \eta g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha A \eta g \frac{T_2}{T} T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2,5\alpha A \eta g \frac{3T_2}{T^2} 3s \leq T & \end{array} \right. \tag{VIII.13}$$

**Tableau VIII.9. Evaluation des charges sismiques**

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2500	h (m)	29,3
A (m <sup>2</sup> )	10,41	M (kN)	7627,20
E (MPa)	33000	$\eta$	1
$\alpha$	0,7	$I_{tran}$ (m <sup>4</sup> )	9,4
$I_{long}$ (m <sup>4</sup> )	23,02	$T_{trans}$ (s)	0,444
$T_{long}$ (s)	0,284	$S_{a tran}$ (s)	4,15
$S_{a long}$ (s)	6,13	$S_{ae v}$ (s)	4,29

On résume les combinaisons d'actions au pied de la pile dans le tableau qui suit (les combinaisons des directions seront mentionnées dans l'annexe VI).

**Tableau VIII.10. Combinaison d'action au pied de la pile**

Combinaison	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>5</sub>	E <sub>6</sub>
V <sub>L</sub> (MN)	5,12	1,70	1,70	4,67	1,24	1,24
V <sub>T</sub> (MN)	1,03	3,42	1,03	1,03	3,42	1,03
M <sub>L</sub>	86,91	30,77	30,77	73,69	17,55	17,55
M <sub>T</sub>	18,00	59,99	18,00	18,00	59,99	18,00
N (MN)	17,67	17,67	21,20	14,45	14,45	10,92

### VIII.2.6. Ferrailage de la pile P10

Les sollicitations les plus défavorables sont montrées dans les tableaux :

**Tableau VIII.11. Sollicitations max à l'ELU**

ELU			
$N_{max}$ (kN)	$M_{corr}$ (kN.m)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{corr}$ (kN)
24103,99	8848,90	16360,9	23332,23

**Tableau VIII.12. Sollicitations max à l'ELS**

ELS			
$N_{max}$ (kN)	$M_{corr}$ (kN.m)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{corr}$ (kN)
17854,81	6472,24	12106,24	17286,32

**Tableau VIII.13. Sollicitations max à l'ELA**

ELA			ELA		
$N_{max}$ (kN)	$M_{corr}$ (kN.m)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{corr}$ (kN)	$M_{xmax}$ (kN.m)	$M_{ymax}$ (kN.m)
21195,12	30768,09	17995,74	17668,42	86913,05	17995,7

**La section d'acier nécessaire :**  $A_{s1} = 720,3 \text{ cm}^2$  ,  $A_{s2} = 45,1 \text{ cm}^2$  (Pour plus de détails voir annexe ferrailage ). On prend : 92HA32 avec espacement de 15cm

-Vérification des contraintes tangentielle

$$\tau_{ELA} = \frac{V_{ELA}}{b_0 d} \leq \tau_{lim} = \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) \quad (\text{VIII.14})$$

Pour  $f_{c28} = 27 \text{MPa}$  ,  $\tau_{lim} = 2,7 \text{MPa}$  , pour le cas sismique :  $V_{ELA} = H_{ELA} = 5,12 \text{MN}$  donc :

$$\tau_{ELA} = 0,38 \leq \tau_{lim} = 5,12 \text{MPa} \text{ vérifié.}$$

$$\frac{A_t}{St} \geq b_0 \gamma_s \cdot \frac{\tau_u - 0,3 K}{0,9 F_e} \quad (\text{VIII.15})$$

$K = 0$  Reprise de bétonnage, on tire  $A_t$  en fixant  $St = 15 \text{cm} \leq \text{Min}(0,9d, 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$

$$A_t = 7,26 \text{ cm}^2$$

-Vérification de l'espacement :

Selon le RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :  $\text{Min}(12\phi_l ; b ; 200 \text{ mm})$

Avec :  $b$ : largeur de la section;  $\phi_l$  : Plus gros diamètre des armatures longitudinales ;  $\text{Min}(12.32; 240; 200) = 200 \text{ mm}$  , On prend  $St = 20 \text{ cm}$ .

-Vérification de flambement :

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il se manifeste par une déformation latérale de cette barre.

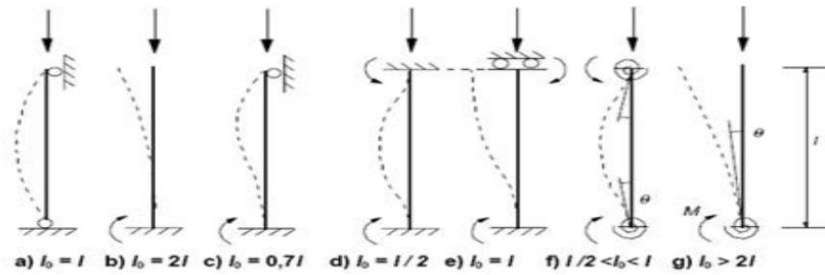


Figure VIII.3. longueur de flambement

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration mini de section défini par la formule suivante  $i = \sqrt{BI}$

$I_{\min}$  : moment quadratique mini de la section.

$B$  : aire de la section transversale .

$\lambda$  : élancement selon la formule  $\lambda = l_f/i$

Tableau VIII.14. Vérification du flambement

S (m <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$i_x$ (m)	$i_y$ (m)	$\lambda_x < 70$	$\lambda_y < 70$
8,16	58,6	23,02	9,4	1,68	1,07	34,89	54,59

### VIII.3. Etude du chevêtre

Les chevêtres sont généralement sollicités par une flexion longitudinale et une torsion, la modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS sont présentés sur la figure ci-dessous :

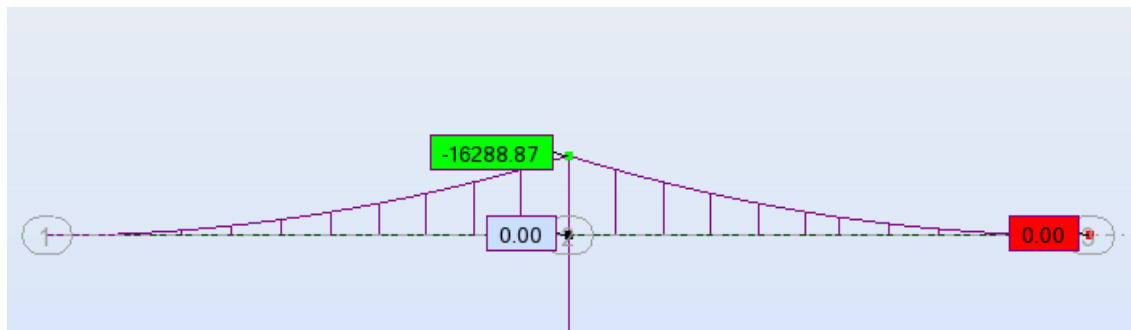


Figure VIII.4. Moment max à l'ELS sous la combinaison G+D240

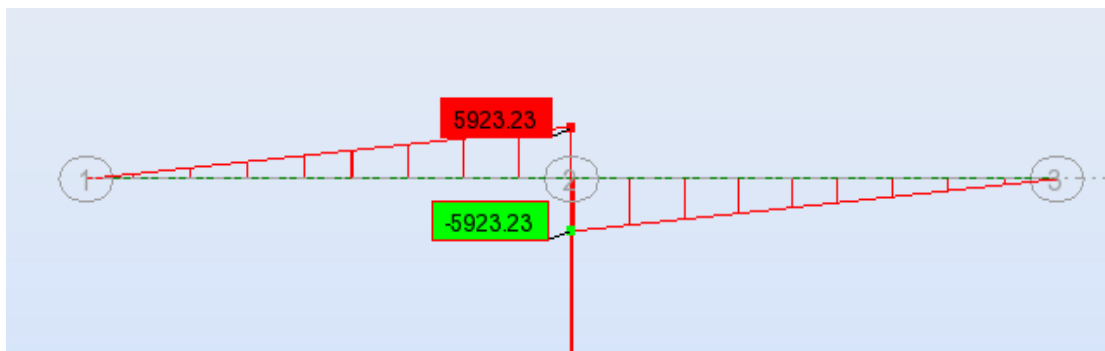


Figure VIII.5. Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240

→ On adopte 23HA32 pour les armatures tendues avec un espacement de 10 cm

Pour les aciers de construction on opte 23HA12 avec espacement de 12 cm

### VIII.4. Etude de la semelle

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges. Dans notre ouvrage, Les fondations les mieux appropriées aux appuis à construire, en raison de la géologie de la formation naturelle en surface et de la physionomie générale du site étudié (notamment son aspect topographique) sont les fondations superficielles de dimensions  $(11 \times 12 \times 2) \text{m}^3$  (Le tableau de la décente de charge est montré dans l'annexe VI). Pour la vérification de la stabilité des semelles superficielles on doit vérifier :

#### VIII.4.1. Stabilité au renversement

On vérifie à l'ELU et l'ELS l'inégalité suivante :

$$\frac{M_N + M_h}{N} > \frac{B}{3} \quad (\text{VIII.16})$$

À l'ELA on vérifie la stabilité avec un modèle de Meyerhof (Fascicule 61 titre V B2.2.1), pour chaque combinaison on calcule :  $e = \frac{M_L}{N}$  et  $e' = \frac{M_T}{N}$  ; on doit vérifier qu'au moins 10% de la fondation reste comprimée, la surface comprimée est alors :

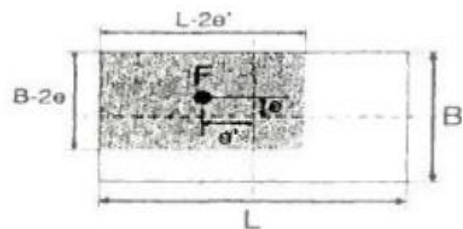


Figure VIII.6. Section comprimée

$$S_{\text{comp}} = (B - 2e)(L - 2e')$$

#### VIII.4.2. Stabilité au glissement

Pour chaque combinaison d'actions (ELU et ELS), on vérifie que :

$$H \leq \frac{N \cdot \tan \varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{C \cdot A}{\gamma_{g2}} \quad (\text{VIII.17})$$

Avec les notations suivantes :

N : composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation,

H : composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation,

A : surface comprimée de celle-ci,

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol  $30^\circ$

C : cohésion (pour plus de sécurité on prend la cohésion égale à 0)

$\gamma_{g1}$  est pris égal à 1,2 ;  $\gamma_{g2}$  est pris égal à 1,5.

→ Donc on vérifie l'inégalité suivante :  $H \leq 0,481N$

À l'ELA on cumule les efforts concomitants dans les deux directions de manière quadratique :

$$H = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} \quad (\text{VIII.18})$$

#### VIII.4.3. Vérification au poinçonnement

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 + 6 \frac{M}{B.N}\right); \sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left(1 - 6 \frac{M}{B.N}\right); \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \quad (\text{VIII.19})$$

On vérifie que  $\sigma_m < \sigma_{\text{sol}}$  (pas de poinçonnement)

→ Les dimensions choisies pour la fondation vérifient bien les conditions citées en haut, toutes les vérifications sont montrées dans l'annexe VI.

#### VIII.4.4. Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'action calculées aux différents états limites.

D'après le diagramme des contraintes on a :

$$D = B_1 + \frac{A}{4} \quad (\text{VIII.20})$$

$$\sigma_d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})D}{B} \quad (\text{VIII.21})$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_d)D}{2} \quad (\text{VIII.22})$$

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{\max})D}{3(\sigma_d + \sigma_{\max})} \quad (\text{VIII.23})$$

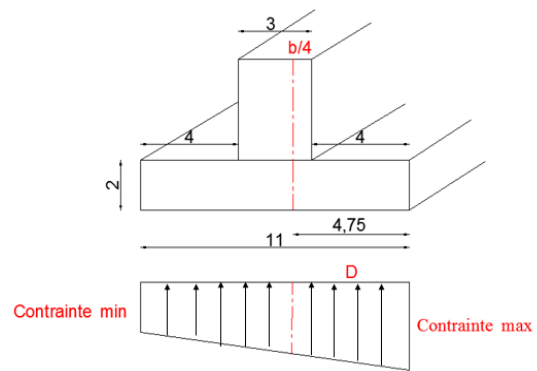


Figure VIII.7. Diagramme des contraintes

Le moment d'encastrement est :  $M = R.d$

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15. Sollicitations max appliqué à la semelle

	ELU	ELS	ELA	
<b>D (m)</b>	4,75	4,75	<b>D (m)</b>	4,75
<b><math>\sigma_d</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	260,1	196,42	<b><math>q_{\text{réf}}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	822,71
<b>R (kN)</b>	1382,002	914,55	<b>R (t)</b>	3907,88
<b>d (m)</b>	2,459	2,422	<b>d (m)</b>	2,375
<b>M (kN.m)</b>	3398,255	2214,68	<b>M (kN.m)</b>	9281,211

Section d'acier nécessaire :  $A_{s1} = 101,9 \text{ cm}^2$ ,  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$  (Pour plus de détails voir annexe ferrailage)

Pour le ferrailage on prend : 21HA25 pour les armatures tendues avec un espacement de 15 cm ; 21HA20 pour les armatures comprimées avec un espacement de 15 cm.

#### VIII.5. Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont.

Dans notre ouvrage on a deux types de culée :

-Culée enterrée pour la culée gauche (la hauteur de remblai est supérieure à 10m).

-Culée remblayée pour la culée droite (la hauteur de remblai est inférieure à 10m).

On s'intéresse dans cette partie à l'étude et la vérification de la culée enterrée.

### VIII.5.1. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions de la culée sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII.16. Dimensions de la culée

	Fûts	Mur de garde grève	Chevêtre	Mur en retour	La dalle de transition	La semelle
Longueur (m)	/	11	11	/	9,8	12
Epaisseur(m)	1	0,3	/	0,6	0,3	/
Hauteur(m)	7,45	2,5	2,5	/	/	2,5
Largeur(m)	1,95 / 4,6	/	1,95	/	5	12

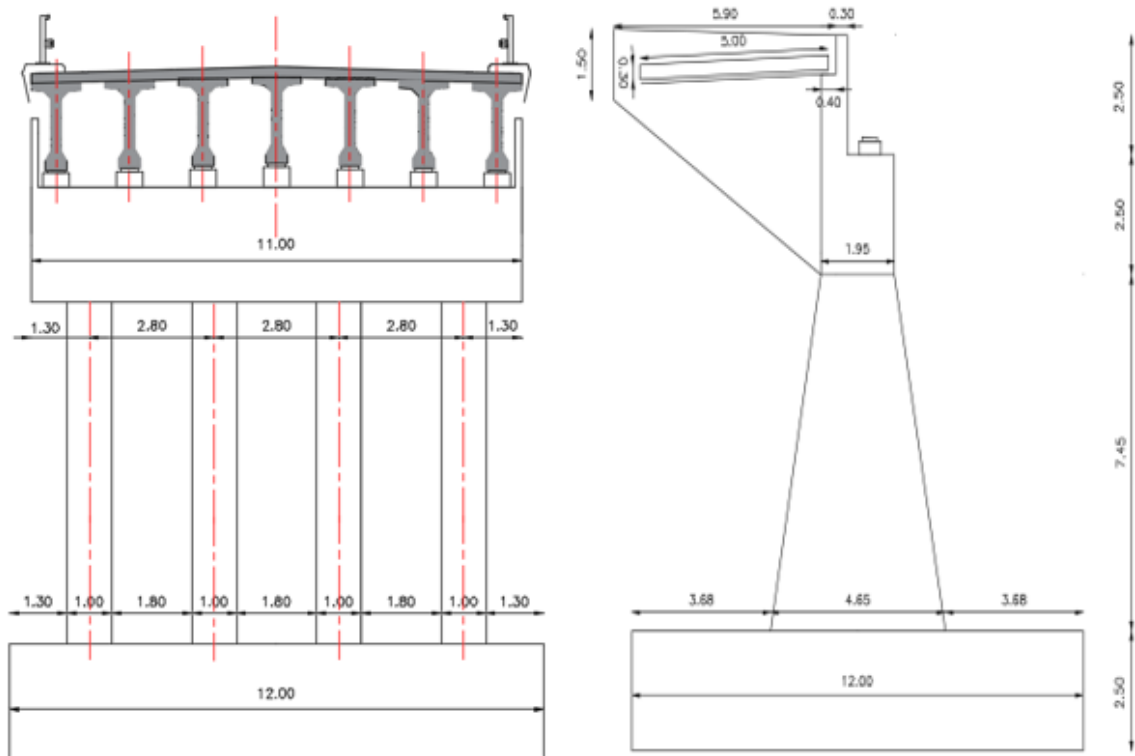


Figure VIII.8. Prédimensionnement de la culée

### VIII.5.2. Détermination du coefficient de poussée

La formule est décrite ci-dessus avec les coefficients sismiques suivants :

$$K_H=A=0,25 \text{ et } K_v=0,3 \quad K_H=0,075$$

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique ;

$K_v$  : Accélération sismique dans le sens verticale

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]} \quad (\text{VIII.24})$$

Avec :  $\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai ;  $\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale et  $\theta$  : angle entre la direction du séisme et la verticale :  $\theta = \arctg K_H(1 \pm K_V)$ .

Les coefficients sismiques de poussée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.17. Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Action du séisme	$K_H$	$K_V$	$\theta$	$K_{ad}$
Condition normale	0	0	/	0,333
Séisme horizontale (1+ $k_v$ )	0,25	0,075	13,09	0,50
Séisme horizontale (1- $k_v$ )	0,25	-0,075	15,12	0,54

### VIII.5.3. Calcul des sollicitations

- Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante est :

$$P = \gamma \times b \times h \times B \times L \quad (\text{VIII.25})$$

- La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = 1/2 \gamma \times K_a \times H^2 \times L \quad (\text{VIII.26})$$

- La poussée des surcharges agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = K_a \times q \times h \times L \quad (\text{VIII.27})$$

Le tableau qui donne l'ensemble des moments, efforts et poussées agissants sur la culée pour le cas normal et le cas sismique et le tableau des combinaisons de charges sont représentés dans l'annexe VI.

### VIII.5.4. Dalle de transition

#### VIII.5.4.1. Evaluation des efforts

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Tableau VIII.18 Efforts agissants sur la dalle de transition

Type de charge	Q(KN/ml)	M(KN.m/ml)	V(KN)
Poids propre	$5 \times 0,3 \times 9,8 \times 25 = 7,5$	23,43	18,75
Revêtement	$22 \times 0,08 = 1,76$	5,5	4,4
Remblai	$20 \times 0,67 = 13,4$	41,87	33,5
Surcharge sur remblai(KPa)	10	31,25	25

**Tableau VIII.19 Combinaisons d'efforts**

ELU	$M_{ELU}$	$1,35M_G+1,6M_Q$	157,41KN.m/ml
	$V_{ELU}$	$1,35V_G+1,6V_Q$	123,43 KN.m/ml
ELS	$M_{ELS}$	$M_G+1,2M_Q$	117,06 KN.m/ml
	$V_{ELS}$	$V_G+1,2V_Q$	93,65 KN.m/ml

#### VIII.5.4.2. Ferrailage

Le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S en flexion simple car on a des fissurations préjudiciables. NB : le calcul est fait par une bande de 1m linéaire. On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (1× 0,3).

- Ferrailage longitudinal,  $A_s = 24,2\text{cm}^2$  on prend 8HA20/ml, espacement=11 cm.
- Armature de construction,  $A_s' = A_s/3 = 8,07\text{cm}^2$ , on prend 8HA12/ml, e=11 cm
- Armature transversales,  $A_{st} = A_s/4 = 6,05\text{cm}^2$ , 8HA10/ml, e=11 cm.

#### VIII.5.5. Corbeau d'appui

##### VIII.5.5.1. Evaluation des efforts

Le corbeau travaille par compression simple, il est soumis à la réaction de la dalle de transition.

**Tableau VIII.20 Efforts appliqués sur le corbeau**

Réaction due au poids des charges permanentes	Réaction des charges sur remblais
$R_g = 56,65 \text{ KN/ml}$	$R_{rem} = 25 \text{ KN/ml}$

**Tableau VIII.21 Combinaisons d'efforts**

ELU	$R_{ELU}$	$1,35 R_g+1,6 R_Q$	116,48 KN/ml
ELS	$R_{ELS}$	$R_g+1,2 R_Q$	86,65 KN/ml

#### VIII.5.5.2. Ferrailage

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Section d'acier :  $A_s = 16,8 \text{ cm}^2$  On prend 11HA12/ml avec e = 15 cm. Armature de construction :  $A_s' = A_s/3$  ; Soit : 11HA10/ml avec e = 15,5 cm.

#### VIII.5.6. Mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève
- Forces de freinage.

**VIII.5.6.1. Evaluation des efforts**

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encasté à la base.

- **Poussée des terres**  $P_t=1/2 \times K_a \times \gamma \times h^2$  avec  $M_{pt}=1/3 \times P_t \times h$ .

Donc  $P_t= 20,63 \text{ KN/ml}$  ;  $M_{pt}= 17,20 \text{ KN.m/ml}$

$M_{p\text{ELU}}=23,20\text{KN.m}$  ;  $M_{p\text{ELS}}=17,20\text{KN.m}$ .

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc**

Le moment dû à la force de freinage est donné par l'expression suivante :  $M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 \times 2h}$

Avec  $\mu$  : coefficient de pondération :  $\mu=1,6$  à ELU et  $\mu=1,2$  à ELS.

$P=60\text{KN}$ ,  $M_{f\text{ELU}}=91,43\text{KN.m}$   $M_{f\text{ELS}}=68,57\text{KN.m}$ .

**Tableau VIII.22. Combinaisons d'efforts du mur garde grève**

ELU	$M_{\text{ELU}}$	$1,35 M_g + 1,6 M_Q$	116,48 KN/ml
ELS	$M_{\text{ELS}}$	$M_g + 1,2 M_Q$	86,65 KN/ml

- **Poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève**

Les deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés donnent l'effet le plus défavorable, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la force arrière du mur garde grève.

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encasté à la base, le moment d'encastement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12 K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \tag{VIII.28}$$

Avec :  $K_a$  : coefficient de poussée des terres :  $K_a=1/3$ ,  $\delta$  : Coefficient de majoration dynamique ,  $\gamma$  : coefficient de pondération du système Bc ,  $\gamma$  : coefficient de pondération → ELU : 1,6 et ELS : 1,2.

On aura à l'ELS  $K_s=0,44$  et à l'ELU  $K_u=0,59$ .

Donc :  $M_{p\text{-ELU}}=50,48\text{KN.m}$   $M_{p\text{-ELS}}=37,86\text{KN.m}$ .

**VIII.5.6.2. Ferrailage**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Toujours avec le robot expert on trouve la section d'acier suivante :

- Armatures verticales :  $A_s = 23,8 \text{ cm}^2$  on prend 8HA20 avec  $e = 11 \text{ cm}$ .
- Armatures transversales : 8HA10/ml avec  $e = 15 \text{ cm}$ .
- Armature de construction :  $A_s' = A_s/3=7,93\text{cm}^2$  : 8HA12/ml avec  $e = 15 \text{ cm}$ .

### VIII.5.7. Etude du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS sont présentés sur la figure ci-dessous :



Figure VIII.9. Moment max à l'ELS sous la combinaison G+D240

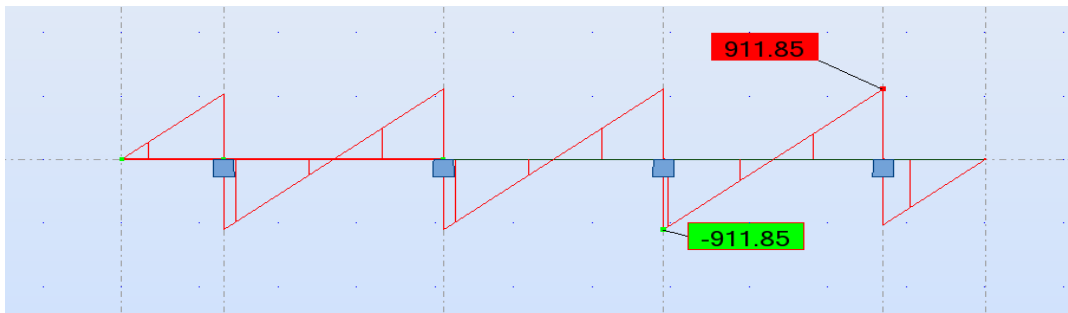


Figure VIII.10. Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison G+D240

Tableau VIII.23 Ferrailage du chevêtre

Sollicitations	$M_{\max-ELS}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Armature	e(cm)
Sur appui	550,37	48,5	10HA25	18cm
Mi-travée	212,77	48,5	10HA25	18cm

### VIII.5.8. Etude des fûts

Les fûts sont sollicités par des efforts verticaux et horizontaux, ce qui nous donne une flexion composée, le calcul des efforts a été fait à la base des fûts, et la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Efforts verticaux**

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du chevêtre, dalle de transition, corbeau et mur garde grève.
- Leur poids propre.
- Force sismique verticale.

• **Efforts horizontaux**

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontale.
- Forces de freinage.

**VIII.5.8.1. Etude statique des fûts**

Les tableaux des charges et surcharges appliqués sur le fût et des combinaisons à l'ELU et ELS sont dans l'annexe VI. Les charges sont calculées au pied du fût par rapport à l'axe de l'appareil d'appui de la culée.

Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU et à l'ELS sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.24. Sollicitations défavorables du fût à l'ELU et l'ELS**

ELU		ELS	
$M_{max}$ (KN.m/ml)	2018,64	$M_{max}$ (KN.m/ml)	1493,9
$N_{corr}$ (KN/ml)	3166,23	$N_{corr}$ (KN/ml)	2345,36
$T_{max}$ (KN/ml)	998,94	$T_{max}$ (KN/ml)	626,8
$N_{corr}$ (KN/ml)	3166,23	$N_{corr}$ (KN/ml)	2345,36

**VIII.5.8.2. Etude sismique des fûts**

Dans le calcul sismique des fûts, on évalue les charges sismiques due au tablier et à la poussée dynamique. On fait le calcul sur 3 cas défavorables de séismes correspondant à :

- Cas 01 : cas de séisme « horizontal ;  $1+K_v$  ».
- Cas 02 : cas de séisme « horizontal ;  $1-K_v$  ».
- Cas 03 : cas de séisme « vertical ».

**Tableau VIII.25. Evaluation des charges sismiques due à la poussée dynamique**

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV}(x/o)$	$I_{FH}(y/o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	3339.2	/	2.500	/	8348
Pad (1-kv)	/	3080.5	/	2.500	/	7701.46

**Tableau VIII.26. Evaluation des charges sismiques due au tablier**

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV}(x/o)$	$I_{FH}(y/o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	1021.27	1219.81	0.00	10.25	0.00	12503.07

Les combinaisons d'actions :

- $P_{max} - H + 0,3V$  et  $P_{min} - H - 0,3V$

- $P_{\max} - H + 0,3V$  et  $P_{\min} - V - 0,3H$

**Tableau VIII.27. Les combinaisons sismiques du fût**

	N	H	M
$P_{\max} - H + 0,3V$	6017.09	5468.9	6620.6
$P_{\min} - H - 0,3V$	<b>5217.71</b>	<b>5210.88</b>	<b>7426.6</b>
$P_{\max} + V - 0,3H$	6784.77	1731.3	-2859.5
$P_{\min} - V - 0,3H$	4450.03	1649.3	-2236.53

Donc on tire le moment max et l'effort normal max dans un seul fût :

$$\begin{cases} M_{\max} = 1856.65 \text{ KN.m} \\ N_{\max} = 1304,42 \text{ KN} \end{cases}$$

### VIII.5.8.3. Ferrailage du fût

Le fût est sollicité par une flexion déviée composée, la fissuration est considérée préjudiciable. Toujours avec le robot expert on trouve la section d'acier suivante :

$A_{s1} = 56,3 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour le coté intérieur (remblai) on prend 5HA32,  $e = 15 \text{ cm}$ .

$A_{s2} = 34,4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour les armatures de répartitions on prend 31HA25,  $e = 15 \text{ cm}$ .

## VIII.6. Etude de la fondation de la culée

### VIII.6.1. Choix du type de fondation

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Dans notre ouvrage, Les fondations sont des semelles superficielles car la capacité portante du sol est élevée (sol type S1).

### VIII.6.2. Etude de la semelle

**Tableau VIII.28. Dimensions de la semelle**

Largeur (m)	12
Longueur(m)	12
Epaisseur (m)	2,5

Pour calculer la stabilité de la semelle superficielle il faut vérifier la fondation vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement, dans le cas statique et sismique, le calcul des charges et surcharges se fait par rapport au point de renversement de la culée.

Les formules de calcul sont les mêmes que la semelle de la pile et les résultats des vérifications sont dans les tableaux montrés dans l'annexe VI. Les dimensions de la semelle vérifient bien tous les critères de stabilité.

**VIII.6.2.1.Ferraillage de la semelle**

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'action calculées aux différents états limites.

On calcule les sollicitations maximales en utilisant les mêmes formules (VIII.20 ; 21, 22 et 23) , le moment d'encastrement est :

$$M = R.d$$

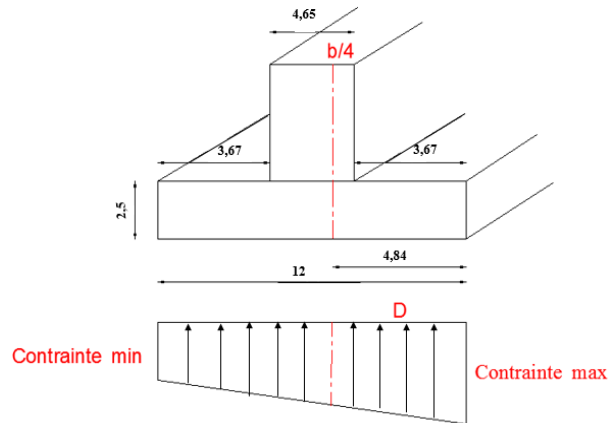


Figure VIII.11. Diagramme des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.29. Sollicitations les plus défavorables

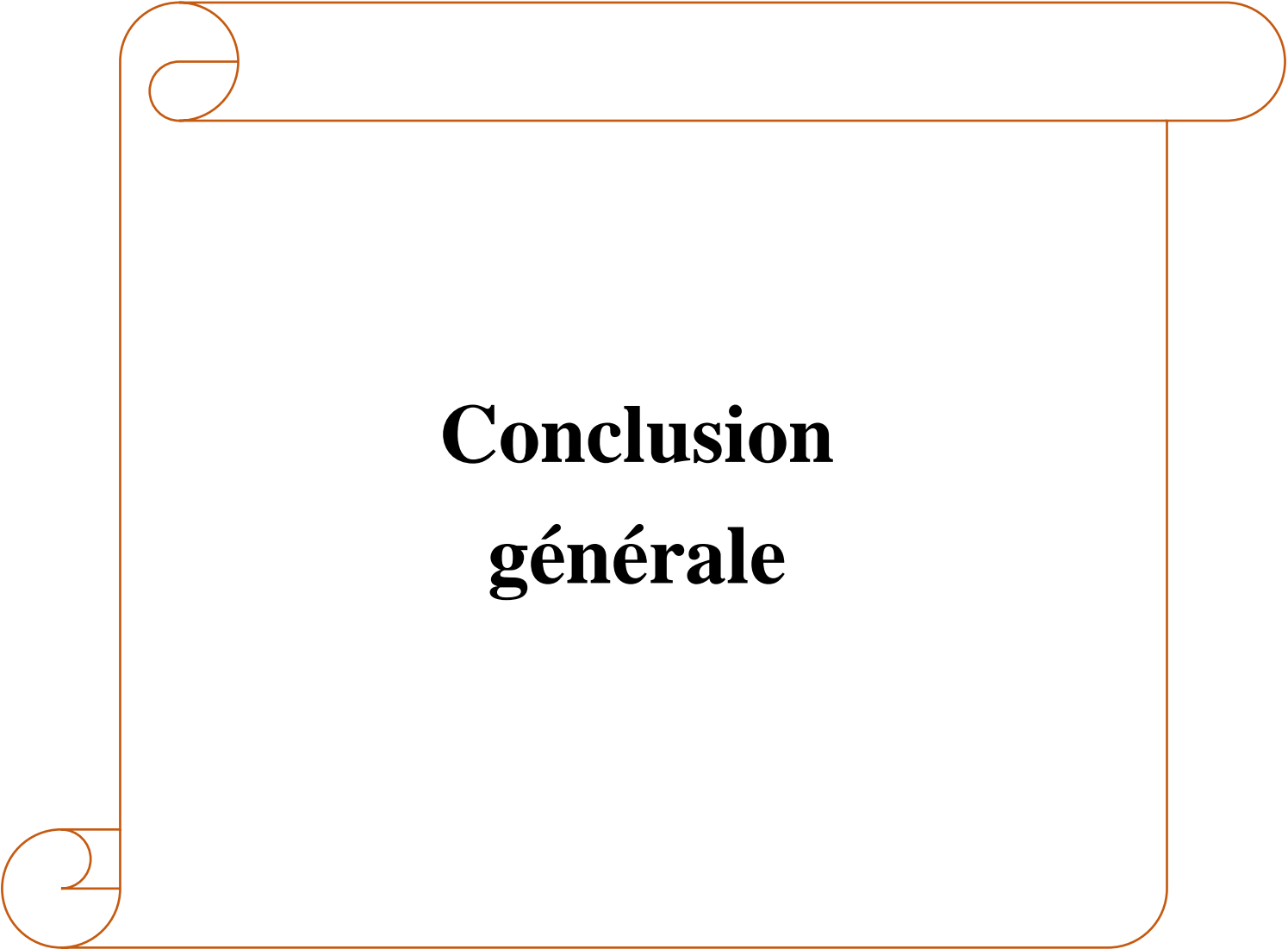
	ELU	ELS	ELA	
<b>D(m)</b>	4,84	4,84	<b>D(m)</b>	4,84
<b><math>\sigma_d</math> (KPa)</b>	457,67	245,55	<b><math>q_{rét}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	283,65
<b>R (KN)</b>	1906,05	949,22	<b>R (KN)</b>	1372,9
<b>d (m)</b>	2,28	2,216	<b>d (m)</b>	2,42
<b>M (kN.m)</b>	4363,31	2104,13	<b>M(KN,m)</b>	3322,35

On calcule la section d'acier en flexion simple (voir annexe ferraillage), on opte pour :

- Les armatures inférieure 2×11×HA32 /ml, e=15cm.
- Les armatures de répartitions HA32, e=15cm.
- Les armatures supérieure HA32, e=15cm.
- Les armatures de répartitions HA25, e=15cm.

**VIII.7. Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de traiter tous les éléments constituant l'infrastructure statiquement et dynamiquement en détails pour garantir la sécurité totale de l'ouvrage d'art sous les différentes charges et surcharges et plus précisément dans le cas d'un séisme.

A decorative border in a light brown color frames the page. It features scrollwork at the top-left and bottom-left corners, and rounded ends at the top-right and bottom-right corners.

# **Conclusion générale**

## CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail est d'aboutir un viaduc routier à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension conçu et calculé de façon à résister avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation.

À travers ce projet nous avons pu maîtriser la conception et l'étude technique d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension notamment le calcul de la précontrainte, la modélisation à l'aide des outils informatiques et le calcul de l'infrastructure, ce qui nous facilite l'accès au milieu professionnel.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous autant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.



# Bibliographie

## BIBLIOGRAPHIE

- **Recherche bibliographique**

- Mme. BADAOUI Azhar, Cours matériaux de constructions 3<sup>ème</sup> année et 5<sup>ème</sup> cycle ingénieur,
- Norme Française, méthode d'essai des ciments, partie 1 déterminations des résistances mécaniques
- Association béton Québec, "Guide de bonnes pratiques pour l'utilisation des fibres dans le béton", 2005

### Sites WEB :

- Wikipedia, <https://fr.wikipedia.org/wiki/Aramide>
- <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-plastiques-et-composites-tiaam/archive-1/fibres-aramides-pour-materiaux-composites-a3985/>
- Ooreka ,<https://construction-maison.ooreka.fr/astuce/voir/747641/mortier-ciment>
- Université de tlemcen , [https://ft.univ-tlemcen.dz/assets/uploads/pdf/departement/gc/tp/mortier\\_normal.pdf](https://ft.univ-tlemcen.dz/assets/uploads/pdf/departement/gc/tp/mortier_normal.pdf)
- Matériaux et bricolage,<https://www.materiauxetbricolage.com/le-sable-dans-la-construction/>
- Tout sur béton, <https://www.toutsurlebeton.fr/mise-en-oeuvre/tout-savoir-sur-le-sac-de-ciment/>

- **Conception et étude de l'ouvrage**

- Guide de conception-SETRA-Pont en béton précontraint construits par encorbellement successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003).
- Guide de conception-SETRA-Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension(VIPP) février 1996.
- Conception des ponts Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO cours de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Cours de mécanique des structures « les câbles » Mme MESSAOUDI.A, ENSTP 2019.
- Les ponts suspendus en France –SETRA.
- Mémoire .ENP (Etude d'un pont suspendu à Mila)
- Guide de conception des ponts mixtes
- Règles B.P.E.L.91,Révisé 99.Fascicule n62-Titre 1-section 2.
- Règles B.A.E.L.91,Révisé en 99,EYROLLES(1991).
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère des Travaux Publics,(avril 2009).
- Joint de chaussée CIPEC
- Cours de béton Armé et Béton précontraint, Mr. BELAOURA, ENSTP.
- Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère des Travaux Publics (2008).
- Projet et Construction des ponts -Généralité,Fondations,Appuis,Ouvrages courants - Rédigé par J.A Calgaro.
- Ponts courants en zone sismique guide de conception –guide setra- janvier 2000.



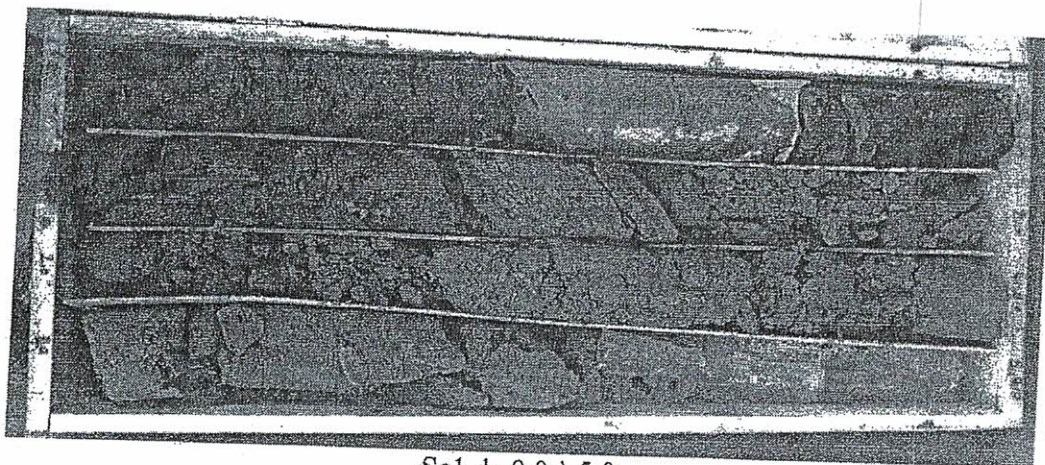
# Annexe I

### 3.3. Interprétations des résultats :

- Description lithologique du site :

La réalisation des sondages carottés a fait apparaître la nature du sol suivante.

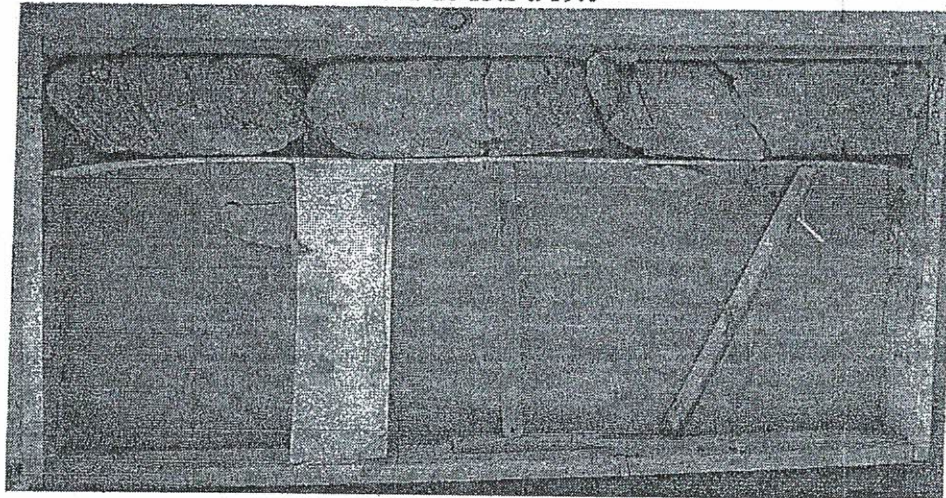
Log descriptif du Sondage carotté SC 01 CULÉE 01 X= 389067.5160 et Y=4090638.8615							
Profondeur (m)	Nature du sol	Echenillant Paraffiné (m)	S.P.T			Récupération	
			Profondeur (m)	N1	N2		N3
0.0-0.5	Terre végétale.					90%	
0.5-1.40	Limon, argile et graves de couleur noirâtre.					80%	
1.40-11.80	Génisse schisteux très altéré, oxydé et décompose.	1.5-1.8 9.3-9.6	4.5-4.95	6	6	16	70%
			6.5-6.95	8	3	19	65%
			8.5-8.95	30	50	refus	80%
11.80-16.00	Génisse schisteux très altéré, oxydé et très fracturé.					80%	
16.00-20.00	Génisse schisteux altéré et fracturé.					85%	



Scl de 0.0 à 5.0



Sc1 de 15.0 à 19.0



Sc1 de 19.0 à 20.0

Log descriptif du Sondage carotté

SC 02

PILE 05 X= 388887.2261 et Y=4090655.2733

Profondeur (m)	Nature du sol	S.P.T		Récupération
		Profondeur (m)		
0.0 - 0.10	Terre végétale.			60%
0.1 - 1.0 0	Limon, argile et graves de couleur noirâtre.			80%
1.0 - 9.70	Génisse schisteux très altéré, oxydé et décomposé.	4.5-4.95	Refus	85%
		6.5-6.95	Refus	
		8.5-8.95	Refus	
9.70 - 13.00	Génisse schisteux oxydé et très fracturé.			85%

• **Sondages préssiométriques :**

Les tableaux suivant donnent les caractéristiques mécaniques mesurées dans les sondages préssiométrique.

**SP<sub>1</sub> : X= 389046.6281 et Y= 4090641**

Prof. m	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PI (bar)	E/PI
01	95.27	15.76	6.04
02	82.46	9.82	8.4
03	238.64	25.01	9.54
04	396.52	33.95	11.68
05	513.95	37.21	13.81
06	302.36	46.15	6.55
07	507.72	51.68	9.82
08	294.83	22.42	13.15
09	429.35	46.71	9.19
10	453.34	51.17	8.86
11	187.53	16.7	11.23
12	338.13	38.92	8.69
13	451.77	52.49	8.61
14	462.73	48.88	9.47
15	867.88	39.47	21.99
16	404.52	47.22	8.57
17	525.25	52.58	9.99
18	594.02	43.52	13.65
19	277.6	39.71	6.99

**SP<sub>2</sub> : X= 388966.9271 et Y= 4090648.3631**

Prof. m	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PI (bar)	E/PI
01	61.4	6.41	9.58
02	70.02	6.68	10.48
03	60.25	8.61	7.00
04	90.21	7.88	11.45
05	59.0	8.78	6.72
06	75.76	9.91	7.65
07	54.84	7.98	6.87
08	56.5	9.93	5.69
09	63.4	11.01	5.76

• **RESISTANCE A LA COMPRESSION :**

REF	Densité	Poids (g)	Résistance à la compression	
			Charge (Kn)	Resistance (MPa)
Sc2 14.3-14.5	2.873	3288	281.9	44.22
Sc2 15.5-15.8	2.850	3262	327.7	51.52
Sc2 19.1-19.3	2.816	3223	276.9	43.54
Sc2 19,8-20.3	2.69	3010	282.7	44.28

**1. EXEMPLE DE CALCULE :**

Cette exemple de calcule n'est donné ca titre indicatif :

Le calcule et fait avec Le logiciel Foxta qui est dédié au calcul de tout type de fondations : fondations superficielles ou profondes, fondations mixtes, inclusions rigides, groupes de pieux, etc.

**PILE 01 SP1 : X= 389046.6281 et Y= 4090641**

z	qsl	qpl	QS	QP	Q-ELS-QP	Q-ELS-CARAC	Q-ELU-FOND	Q-ELU-ACC
0,000	2,36	13,12	0,0	14,8	5,3	6,5	10,7	11,7
-1,000	2,36	16,76	8,9	19,0	11,3	13,8	20,0	22,0
-1,000	2,36	16,76	8,9	19,0	11,3	13,8	20,0	22,0
-1,000	3,72	17,75	8,9	20,1	11,7	14,3	20,8	22,9
-2,000	3,72	26,11	22,9	29,5	22,1	27,1	37,7	41,5
-2,000	3,72	26,11	22,9	29,5	22,1	27,1	37,7	41,5
-2,000	9,28	30,90	22,9	34,9	24,1	29,4	41,6	45,8
-3,000	9,28	36,60	57,9	41,4	44,0	53,8	71,4	78,5
-3,000	9,28	36,60	57,9	41,4	44,0	53,8	71,4	78,5
-3,000	12,45	39,19	57,9	44,3	45,0	55,1	73,5	80,9
-4,000	12,45	45,72	104,8	51,7	71,3	87,2	112,6	123,8
-4,000	12,45	45,72	104,8	51,7	71,3	87,2	112,6	123,8
-4,000	13,58	47,52	104,8	53,7	72,0	88,1	114,0	125,4
-5,000	13,58	54,89	156,0	62,1	100,8	123,2	156,8	172,5
-5,000	13,58	54,89	156,0	62,1	100,8	123,2	156,8	172,5
-5,000	16,65	57,74	156,0	65,3	101,9	124,6	159,1	175,1
-6,000	16,65	53,14	218,8	60,1	131,6	161,0	200,5	220,6
-6,000	16,65	53,14	218,8	60,1	131,6	161,0	200,5	220,6
-6,000	18,50	51,27	218,8	58,0	130,9	160,0	199,0	218,9
-7,000	18,50	54,30	288,6	61,4	167,2	204,4	251,6	276,8
-7,000	18,50	54,30	288,6	61,4	167,2	204,4	251,6	276,8
-7,000	8,35	48,16	288,6	54,5	164,7	201,4	246,6	271,3
-8,000	8,35	60,27	320,0	68,2	185,5	226,7	279,1	307,1
-8,000	8,35	60,27	320,0	68,2	185,5	226,7	279,1	307,1
-8,000	16,83	66,84	320,0	75,6	188,1	230,0	284,5	312,9
-9,000	16,83	55,92	383,5	63,2	215,6	263,6	321,2	353,4
-9,000	16,83	55,92	383,5	63,2	215,6	263,6	321,2	353,4



## Annexe II

**Tableau II.1 Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about.**

	b (cm)	H (cm)	N°	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ (cm <sup>4</sup> )
S1	50	190	1	9500	95	902500	28579166,67	114316666,7
S2	30	15	2	900	182,5	164250	8437,5	29984062,5
S3	30	3	2	90	174	15660	22,5	2724862,5

**Tableau II.2. Paramètres géométriques de la poutre à l'about**

<b>B<sub>tot</sub> brute (cm<sup>2</sup>)</b>	10490	<b>B<sub>tot</sub> nette (cm<sup>2</sup>)</b>	9965,5
<b>S/Δ<sub>tot</sub> brute (cm<sup>3</sup>)</b>	1082410	<b>S/Δ<sub>tot</sub> nette (cm<sup>3</sup>)</b>	1028289,5
<b>I/Δ<sub>tot</sub> brute (cm<sup>4</sup>)</b>	147025591,7	<b>I/Δ<sub>tot</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	132323032,5
<b>v (cm)</b>	86,82	<b>v' (cm)</b>	103,18
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	35337182,89	<b>I<sub>G</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	31803464,6

**Tableau II.3 . Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis**

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I /Δ (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	/	1	10490	/	1082410	/	147025591,7
Hourdis	165	22	1	3630	201	729630	146410	146802040
I <sub>tot</sub>	/	/	/	14120	/	1812040	/	293827631,7

**Tableau II.4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi-travée**

	b (cm)	H(cm)	N°	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I /Δ (cm <sup>4</sup> )
S1	22	190	1	4180	95	397100	12574833,33	50299333,33
S2	44	15	2	1320	182,5	240900	12375	43976625
S3	29	3	2	87	174	15138	21,75	2634033,75
S4	15	3	2	90	173,5	15615	33,75	2709236,25
S5	15	15	2	225	167	37575	1406,25	6276431,25
S6	14	21	2	294	27	9738	3601,5	217927,5
S7	14	20	2	560	10	5600	9333,33	65333,33

Donc les caractéristiques géométriques sont :

**Tableau II.5 Paramètres géométriques de la poutre à mi-travée**

<b>B<sub>tot</sub> brute (cm<sup>2</sup>)</b>	6756	<b>B<sub>tot</sub> nette (cm<sup>2</sup>)</b>	6418,2
<b>S/Δ<sub>tot</sub> brute (cm<sup>3</sup>)</b>	719866	<b>S/Δ<sub>tot</sub> nette (cm<sup>3</sup>)</b>	683872,7
<b>I/Δ<sub>tot</sub> brute (cm<sup>4</sup>)</b>	106178920,4	<b>I/Δ<sub>tot</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	95561028,38
<b>v (cm)</b>	93,45	<b>v' (cm)</b>	106,55
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	2947685,08	<b>I<sub>G</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	26528116,57

**Tableau II.6 Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis**

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I / Δ (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	/	1	6756	/	719866	/	106178920,4
Hourdis	165	22	1	3630	201	729630	146410	146802040
I <sub>tot</sub>	/	/	/	10386	/	1449496	/	252980960,4

**Tableau II.7 Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée**

	b (cm)	H(cm)	N°	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I / Δ (cm <sup>4</sup> )
S1	35	190	1	6650	95	361750	20005416,67	80021666,67
S2	38	15	2	1140	182,5	208050	10687,5	37979812,5
S3	15	2	2	60	174	10440	10	1816570
S4	22	2	2	44	174,33	7670,52	4,88	1337206,64
S5	15	15	2	225	170	38250	1406,25	6503906,25
S6	8	11	2	88	23,66	2082,08	295,77	49557,8
S7	8	20	2	320	10	3200	5333,33	37333,33

Donc les caractéristiques géométriques sont :

**Tableau II.8 Paramètres géométriques de la poutre à mi-travée**

B <sub>tot brute</sub> (cm <sup>2</sup> )	8527cm <sup>2</sup>	B <sub>tot nette</sub> (cm <sup>2</sup> )	8100.65 cm <sup>2</sup>
S/Δ <sub>tot brute</sub> (cm <sup>3</sup> )	901442.6 cm <sup>3</sup>	S/Δ <sub>tot nette</sub> (cm <sup>3</sup> )	856370.47 cm <sup>3</sup>
I/Δ <sub>tot brute</sub> (cm <sup>4</sup> )	127746053.2 cm <sup>4</sup>	I/Δ <sub>tot nette</sub> (cm <sup>4</sup> )	114971447.9 cm <sup>4</sup>
v (cm)	84.28cm	v' (cm)	105.72 cm
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	3244897.51 cm <sup>4</sup>	I <sub>G nette</sub> (cm <sup>4</sup> )	29204016.76 cm <sup>4</sup>

**Tableau II.9 Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis**

	B(cm)	H(cm)	N°	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I / Δ (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	/	1	8527	/	901442,6	/	127746053
Hourdis	165	22	1	3630	201	729630	146410	146802040
I <sub>tot</sub>	/	/	/	12157	/	1631072	/	274548093.2

**Tableau II.10. Classes des ponts**

Classe du pont	Largeur chargeable
<b>1</b>	<b>Lr ≥ 7m</b>
2	5,5m < Lr < 7m
3	5,5m < Lr

**Tableau II.11. Coefficient de dégressivité transversale**

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	5	4- 0,002L
a <sub>1</sub>	1	1	0,9	0,75	0,7	

**Tableau II.12. Coefficient v<sub>0</sub>**

Classe du pont	v <sub>0</sub>
1 <sup>ère</sup>	3,5
2 <sup>ème</sup>	3
3 <sup>ème</sup>	2,75

**Tableau II.13. Coefficient b<sub>c</sub>**

Classe du pont	Nombre de fils disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥5
I	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
II	1,0	1,0	/	/	/
III	1,0	0,8	/	/	/

**Tableau II.14. Coefficient b<sub>t</sub>**

Classe du pont	I	II
b <sub>t</sub>	1,2	1

Pour interpoler à  $\theta$  on utilise la formule suivante :

$$K_{\theta} = \left( \frac{\theta_i - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}} \right) \times (K_{\max} - K_{\min}) + K_{\min}$$

**Tableau II.15. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,7$  et  $\alpha=0$** 

$\theta=0,70$	$\alpha = 0 \rightarrow K_0$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

**Tableau II.16. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,75$  et  $\alpha=0$** 

$\theta=0,75$	$\alpha = 0 \rightarrow K_0$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

Tableau II.17. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,75$  et  $\alpha=0$ 

$\theta = 0,71$		$\alpha = 0 \rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,008	0,5315	1,0585	1,5097	1,7192	1,5097	1,0585	0,5315	-0,008
b/4	-0,374	0,0994	0,5821	1,0720	1,5097	1,7322	1,5629	1,1808	0,7462
b/2	-0,508	-0,1767	0,1756	0,5821	1,0585	1,5629	1,9499	2,0533	2,041
3b/4	-0,536	-0,3695	-0,1767	0,0994	0,5315	1,1808	2,0533	3,0371	3,9484
b	-0,534	-0,5362	-0,5082	-0,3736	-0,008	0,7462	2,0409	3,9484	6,3324

Tableau II.18. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,70$  et  $\alpha=1$ 

$\theta = 0,70$		$\alpha = 1 \rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau II.19. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,75$  et  $\alpha=1$ 

$\theta = 0,75$		$\alpha = 1 \rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Tableau II.20. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,72$  et  $\alpha=1$ 

$\theta = 0,71$		$\alpha = 1 \rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6998	0,82622	0,99122	1,17932	1,28852	1,17932	0,99122	0,82622	0,6998
b/4	0,47166	0,5822	0,73476	0,9425	1,17932	1,34106	1,28848	0,3588	1,04154
b/2	0,32548	0,41632	0,54516	0,73476	0,99122	1,28848	1,52506	1,56264	1,53008
3b/4	0,23396	0,3085	0,41632	0,5822	0,82622	1,1588	1,56264	1,94788	2,186
b	0,1716	0,23396	0,32548	0,47166	0,6998	1,04154	1,53008	2,186	2,98084

Tableau II.21. Coefficients longitudinaux pour  $\theta=0,72$  et  $\alpha=0,16$ 

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2186	0,6258	1,0369	1,4039	1,5815	1,4039	1,0369	0,6258	0,2186
b/4	-0,1031	0,2539	0,6309	1,0306	1,4039	1,6071	1,4751	0,9178	0,84071
b/2	-0,2414	0,0131	0,2939	0,6309	1,0369	1,4751	1,8139	1,8968	1,8775
3b/4	-0,2897	-0,1525	0,0131	0,2539	0,6258	1,1738	1,8963	2,6886	3,3844
b	-0,3083	-0,2897	-0,2414	-0,1031	0,2186	0,8407	1,8775	3,3844	5,2599

### Calcul des coefficients de chaque poutre

Pour trouver les coefficients de chaque poutre on fait l'interpolation suivante :

$$K_p = K_{\min} + (K_{\max} - K_{\min}) \times \left( \frac{y_p - y_{\min}}{y_{\max} - y_{\min}} \right)$$

Tel que :

$y_p$  : Coordonnée réelle de la poutre

$y_{\min}$  : Coordonnée juste inférieure à  $y_p$

$y_{\max}$  : Coordonnée juste supérieure à  $y_p$

$K_{\min}$  : Coefficient de répartition transversale de la section juste inférieure à  $K_p$

$K_{\max}$  : Coefficient de répartition transversale de la section juste supérieure à  $K_p$

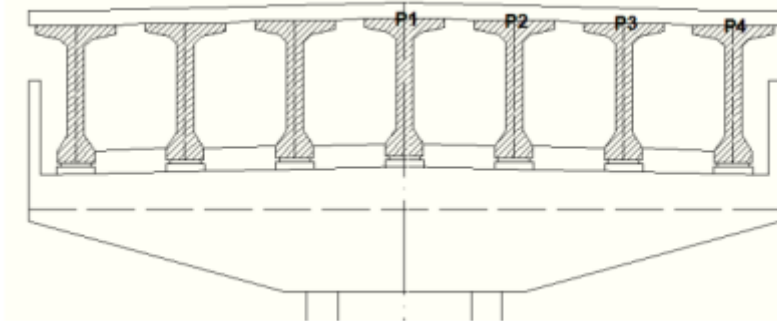


Figure 5. Disposition des poutres

Tableau II.22 Valeur de  $k_{\alpha \text{ moy}}$  pour chaque poutre

Surcharges		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
A (l)	1 voie	0,972	0,543	0,24	0,0005
	2 voies	0,972	0,292	0,911	0,753
B <sub>c</sub>	1 camion	0,989	0,341	0,201	0,118
	2 camions	1,205	0,681	0,462	0,269
B <sub>t</sub>	1 tandem	1,149	0,391	0,166	0,101
	2 tandems	1,030	0,775	0,516	0,329
Convoi	Mc120	0,952	0,532	0,296	0,049
	D240	1,225	0,899	0,563	0,247
Trottoirs	1 trottoir	0,186	0,098	0,203	0,268
	2 trottoirs	1,235	1,72	1,217	0,931

Tableau II.23. Moment fléchissant pour les poutres 1 et 2

Charges	M <sub>0</sub> (t.m)	Poutre 1		Poutre 2		
		K <sub>α moy</sub>	M <sub>max</sub> (t.m)	K <sub>α moy</sub>	M <sub>max</sub> (t.m)	
Poids propre G	482,34	1,00	482,34	1,00	482,34	
Surcharge (Al)	1 voie	76,25	0,972	74,118	0,543	41,405
	2voies	152,51	0,972	148,236	0,292	44,532
B <sub>c</sub>	1 camion	67,73	0,989	66,985	0,341	23,096
	2 camions	125,19	1,205	150,849	0,681	85,251
B <sub>t</sub>	1 tandem	48,76	1,149	56,030	0,391	19,086
	2 tandems	99,07	1,030	102,073	0,775	76,780

Convoi	Mc120	134,30	0,952	127,849	0,532	71,445
	D240	220,28	1,225	269,845	0,899	198,033
Trottoir	1 trottoir	2,46	0,186	0,458	0,098	0,241
	2 trottoirs	17,23	1,235	6,0778	1,72	8,465

Tableau II.24. Moment fléchissant pour les poutres 3 et 4

Charges		M <sub>0</sub> (t.m)	Poutre 3		Poutre 4	
			K <sub>α moy</sub>	M <sub>max</sub> (t.m)	K <sub>α moy</sub>	M <sub>max</sub> (t)
Poids propre G		482,34	1,00	482,34	1,00	482,34
Surcharge (Al)	1 voie	76,25	0,24	18,301	0,0005	0,038
	2voies	152,51	0,911	138,933	0,753	114,836
B <sub>c</sub>	1 camion	67,73	0,201	13,61373	0,118	7,992
	2 camions	125,19	0,462	57,836	0,269	33,675
B <sub>t</sub>	1 tandem	48,76	0,166	8,095	0,101	4,925
	2 tandems	99,07	0,516	51,121	0,329	32,595
Convoi	Mc120	134,30	0,296	39,751	0,049	6,580
	D240	220,28	0,563	124,018	0,247	54,409
Trottoir	1 trottoir	2,46	0,203	0,499	0,268	0,659
	2 trottoirs	17,23	1,217	5,989	0,931	4,582

Tableau II.25. Effort tranchant pour les poutres 1 et 2

Charges		T <sub>0</sub> (t)	Poutre 1		Poutre 2	
			K <sub>α moy</sub>	T <sub>max</sub> (t)	K <sub>α moy</sub>	T <sub>max</sub> (t)
Poids propre G		68,6	1	68,6	1	68,6
Surcharge (Al)	1 voie	8,714	0,972	8,470	0,543	4,732
	2voies	17,429	0,972	16,942	0,292	5,089
B <sub>c</sub>	1 camion	6,257	0,989	6,188	0,341	2,134
	2 camions	17,883	1,205	21,549	0,681	12,1787
B <sub>t</sub>	1 tandem	4,48	1,149	5,148	0,391	1,753
	2 tandems	8,96	1,030	9,231	0,775	6,944
Convoi	Mc120	6,919	0,952	6,586	0,532	3,681
	D240	25,179	1,225	30,844	0,899	22,636
Trottoir	1 trottoir	0,28	0,186	0,052	0,098	0,027
	2 trottoirs	0,561	1,235	0,693	1,72	0,966

Tableau II.26. Effort tranchant pour les poutres 3 et 4

Charges		T <sub>0</sub> (t)	Poutre 3		Poutre 4	
			K <sub>α moy</sub>	T <sub>max</sub> (t)	K <sub>α moy</sub>	T <sub>max</sub> (t)
Poids propre G		68,6	1	68,6	1	68,6
Surcharge (Al)	1 voie	8,714	0,24	2,091	0,0005	0,004
	2voies	17,429	0,911	15,877	0,753	13,124
B <sub>c</sub>	1 camion	6,257	0,201	1,258	0,118	0,738
	2 camions	17,883	0,462	8,262	0,269	4,810
B <sub>t</sub>	1 tandem	4,48	0,166	0,744	0,101	0,452
	2 tandems	8,96	0,516	4,623	0,329	2,948
Convoi	Mc120	6,919	0,296	2,048	0,049	0,339
	D240	25,179	0,563	14,176	0,247	6,219
Trottoir	1 trottoir	0,28	0,203	0,057	0,268	0,075
	2 trottoirs	0,561	1,217	0,683	0,931	0,523

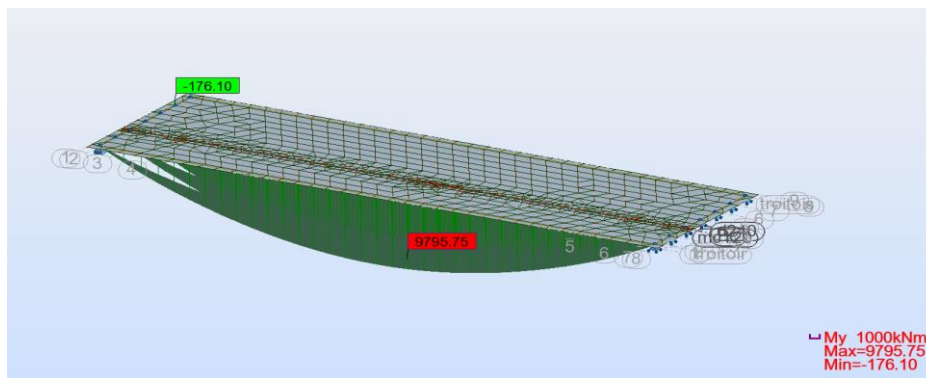
Les combinaisons de charges selon le BAEL sont dans le tableau qui suit :

**Tableau II.27. Combinaison des charges**

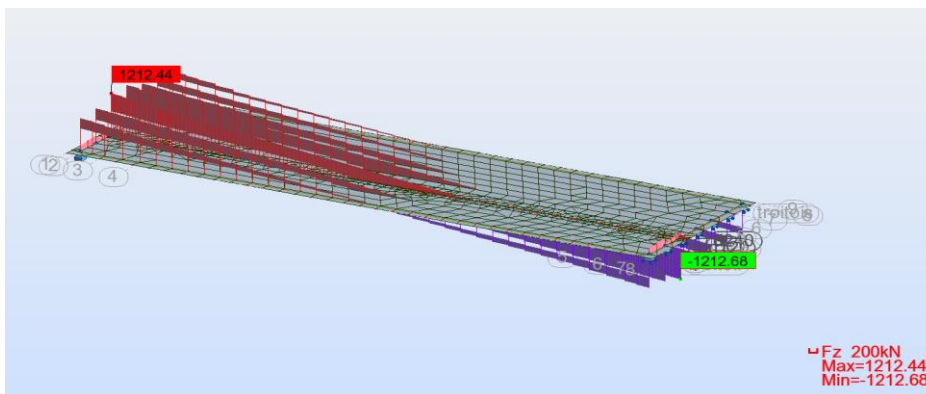
Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
1,35G+1,6A+1,6ST	G+1,2A+1,2St
1,35G+1,6Bc+1,6ST	G+1,2Bc+1,2St
1,35G+1,6Bt+1,6ST	G+1,2Bt+1,2St
1,35G+1,35Mc120	G+Mc120
1,35G+1,35D240	G+D240

**Vérification des calculs avec le logiciel ROBOT :**

Après la modélisation du tablier avec le logiciel, on a trouvé une erreur de 3% entre le calcul manuel et le calcul automatique, cette erreur est acceptable car elle est inférieure à 7%, les figures ci-dessous présentent les résultats des combinaisons maximum à l'ELU et à l'ELS :



**Figure 6. Diagramme du moment maximum à l'ELU de la combinaison 1.35G+1.35D240**



**Figure 7. Diagramme d'effort tranchant maximum à l'ELU de la combinaison 1.35G+1.35D240**

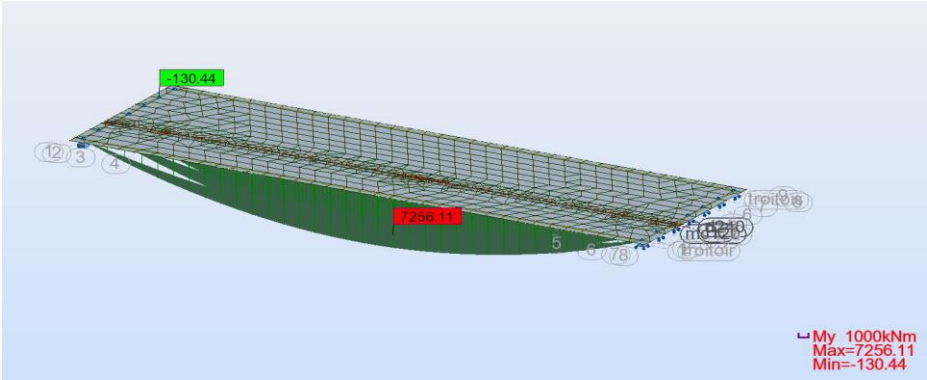


Figure 8. Diagramme du moment maximum à l'ELS de la combinaison G+D240

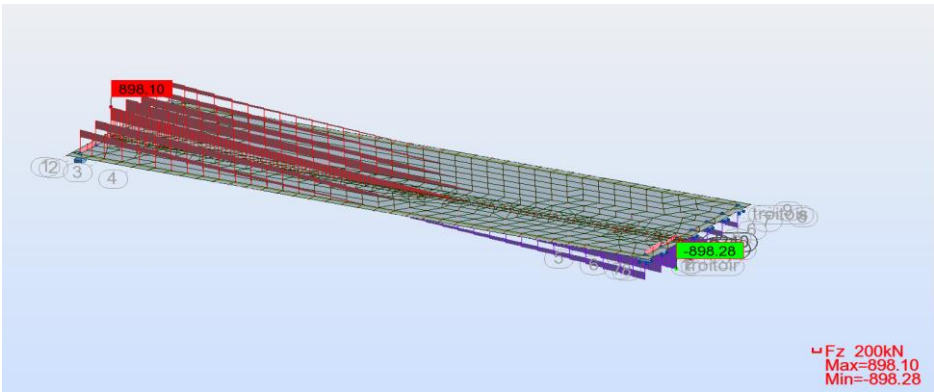


Figure 9. Diagramme d'effort tranchant maximum à l'ELS de la combinaison G+D240



**Annexe III**

1. L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage.

Tel que :  $\beta=4f/l$

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1.2	18		
C1	33.6	9	0.6	0.41	0.12	0.29	0.035
C2	33.6	10.5	1.15	0.93	0.2	0.73	0.087

2. Pour le calcul des contraintes dans les différentes sections

	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>moy</sub>
x=0	0.60	1.15	0.88
x=L/4	0.32	0.60	0.460
x=3L/8	0.24	0.43	0.335
x=L/2	0.12	0.20	0.160

	N câbles	% Mt	$\Delta P$	P1	P2	d x=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	2	50	3.82	3.07	2.90	0.88	0.46	0.34	0.16
Phase 2	2	100	7.64	5.95	5.51	0.88	0.46	0.34	0.16
Phase 3	2	100	15.40	5.57	4.94	0.88	0.46	0.34	0.16
Phase 4	2	100	23.16	5.18	4.36	0.88	0.46	0.34	0.16

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.16	0.60	0.73	0.90	0.16	0.60	0.73	0.9022
MEls		0.00	0.75	1.68	2.82	0	0.75	1.68	2.82
P1 (MN)		3.07	3.07	3.07	3.07	5.95	5.95	5.95	5.95
P2 (MN)		2.90	2.90	2.90	2.90	5.51	5.51	5.51	5.51
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0.00	2.37	5.31	4.04	0.00	1.08	5.31	4.04
	$\sigma_{inf}$	0.00	-3.00	-6.73	-7.79	0.00	-2.07	-6.73	-7.79
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.77	-1.06	-2.27	-3.97	3.43	-2.05	-4.40	-7.69
	$\sigma_{inf}$	4.64	12.19	13.73	15.88	9.00	23.63	26.61	30.78
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.67	-1.00	-2.14	-3.74	3.17	-1.90	-4.07	-7.12
	$\sigma_{inf}$	4.38	11.51	12.96	14.99	8.34	21.89	24.65	28.51
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.77	1.31	3.04	0.08	3.43	-0.97	0.91	-3.64
	$\sigma_{inf}$	4.64	9.19	7.00	8.09	9.00	21.55	19.88	22.99
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.67	1.37	3.16	0.30	3.17	-0.82	1.23	-3.08
	$\sigma_{inf}$	4.38	8.51	6.23	7.20	8.34	19.82	17.92	20.72

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.41	0.94	1.06	1.24	0.41	0.94	1.06	1.24
MEls		0.00	1.094	2.460	4.374	0	6.69	6.99	7.52
P1 (MN)		5.57	5.57	5.57	5.57	5.18	5.18	5.18	5.18
P2 (MN)		4.94	4.94	4.94	4.94	4.36	4.36	4.36	4.36
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0.00	1.57	3.53	6.27	0.00	9.59	10.02	10.78
	$\sigma_{inf}$	0.00	-3.02	-6.80	-12.08	0.00	-18.48	-19.31	-20.78
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.03	-1.83	-2.82	-4.22	0.96	-1.70	-2.63	-3.93
	$\sigma_{inf}$	8.94	20.03	21.95	24.65	8.32	18.65	20.43	22.94
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0.91	0.43	-0.09	-3.74	2.92	0.83	-0.16	-3.31
	$\sigma_{inf}$	7.92	17.76	19.47	21.85	7.00	15.68	17.19	19.29
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	1.03	-0.26	0.70	2.05	0.96	7.89	7.39	6.85
	$\sigma_{inf}$	8.94	17.01	15.16	12.56	8.32	0.16	1.12	2.16
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0.91	2.00	3.44	2.53	2.92	10.42	9.86	7.48
	$\sigma_{inf}$	7.92	14.74	12.67	9.77	7.00	-2.80	-2.12	-1.48

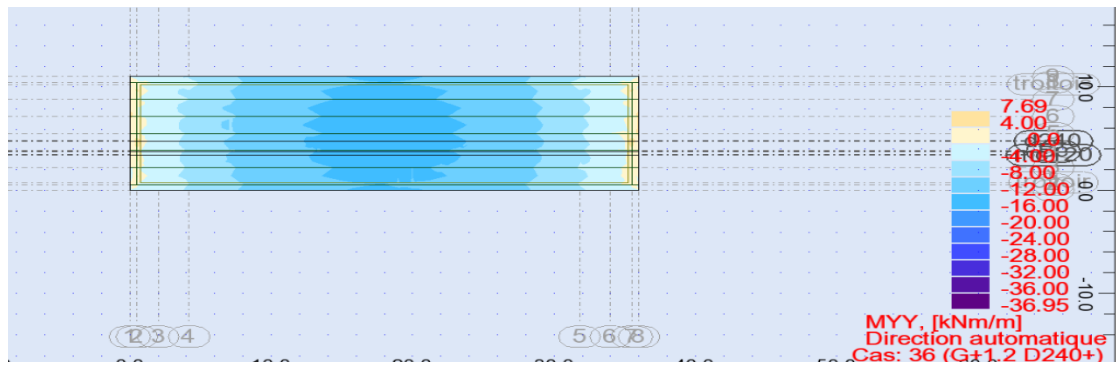
3. La vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour les deux câbles :  $\begin{cases} \alpha_1 = 9^\circ \text{ et } P_1 = (1 - \Delta\sigma\%)P_0 \rightarrow P_1 = 2,38 \text{ MN} \\ \alpha_2 = 10,5^\circ \text{ et } P_2 = (1 - \Delta\sigma\%)P_0 \rightarrow P_2 = 2,38 \text{ MN} \end{cases}$

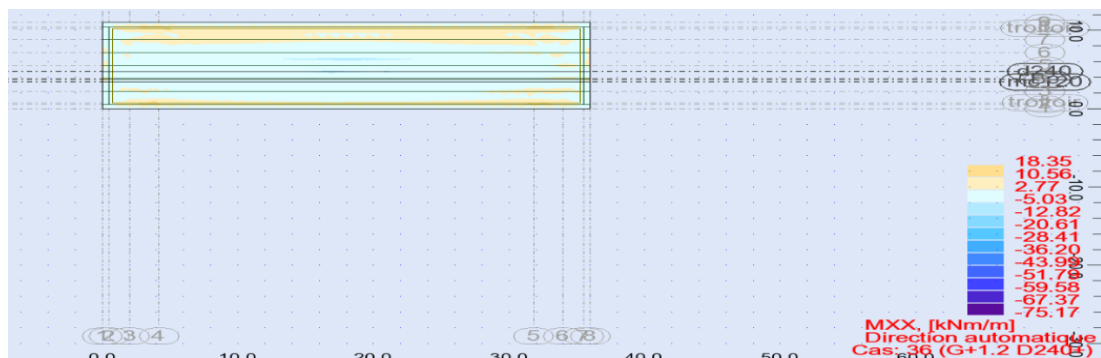
	$P\cos\alpha$	$P\sin\alpha$
	2,36	0,37
	2,35	0,43
$\Sigma$	4,70	0,81



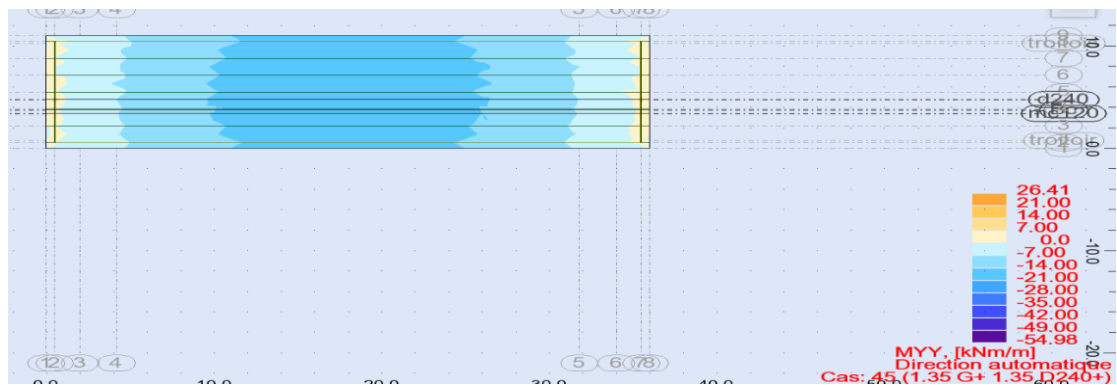
**Annexe IV**



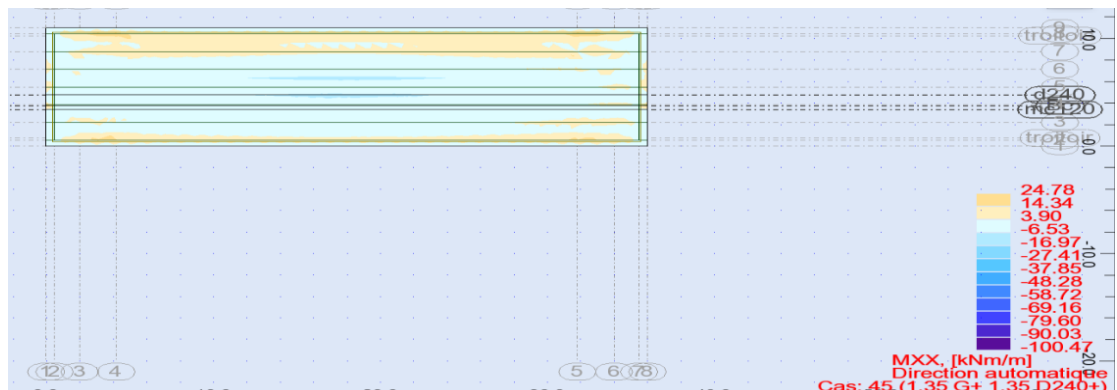
Moment Myy à l'ELS de l'Hourdis



Moment Mxx à l'ELS de l'Hourdis



Moment Myy à l'ELU de l'hourdis



Moment Mxx à l'ELU de l'Hourdis



**Annexe V**

## Vérification des Appareils d'Appui

### 1. Résistance à la compression :

On doit vérifier :  $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$

N : Réaction d'appui à ELU.

N = 1,34 MN Donc :  $\sigma_m = 8,38 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

### 2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier :  $\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$

S = 8,33

d = 0,015 m

h = 0,068 m

B = 0,16 m<sup>2</sup>

$P_c = 8,82 \text{ MN}$   $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d/h$

$P_u = 1,34 \text{ MN}$   $4,02 \text{ MN} \leq 8,82 \text{ MN}$  Condition vérifiée

### 3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :  $\delta = \tan(\gamma) < \delta$

$P = P_u / P_c$  Donc :  $P = 0,152 \text{ MN} > 0,25$

$\delta = \gamma/Td$

$\gamma = 0,051 \text{ m}$

$\delta_c = 0,97 > \delta = 0,746$  Condition vérifiée

$\gamma_s$  : Le coefficient de sécurité

$P_u$  : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

$P_c$  : La charge critique de flambement

B : L'aire nominale de l'appui

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui

S : Le facteur de forme  $S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)}$

hc : Epaisseur total du caoutchouc

t, : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc

### 4. Non glissement :

On doit vérifier :  $H < f \cdot N$  Avec :  $f = 0,1 + (0,6 / \sigma_m)$

a. Pile : N = 0,97 MN

$\sigma_m = 6,05 \text{ MPa}$  d'où  $f = 0,20$   $0,28 \text{ MN} > 0,19 \text{ MN}$  Condition non vérifiée

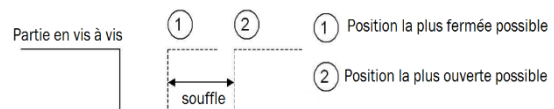
b. Culée : N = 0,85 MN

$\sigma_m = 5,32 \text{ MPa}$  d'où  $f = 0,21$   $0,22 \text{ MN} > 0,18 \text{ MN}$  Condition non vérifiée . Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée

## Joint de chaussée

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

$$W = 0,023 \text{ m}$$



$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint,

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage),

$W_T$  : souffle thermique,

$W_S$  : souffle sismique.



**Annexe VI**

**Tableau 1 Raideurs longitudinales et transversales de la structure**

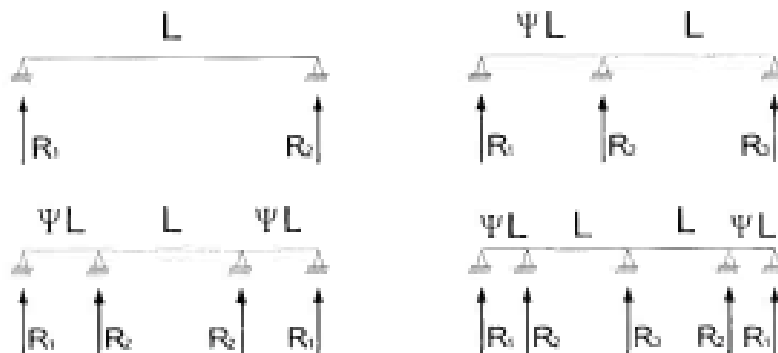
Piles	$H_{moy}$	I long	$k_{Fût}$	I transv	$k_{Fût}$
	(m)	( $m^4$ )	$\times 10^3$ (kN/m)	( $m^4$ )	$\times 10^3$ (kN/m)
P1	13,4	23,0192	947,13	9,4032	386,90
P2	15,8	23,0192	577,77	9,4032	236,02
P3	18,8	23,0192	342,97	9,4032	140,10
P4	15,2	23,0192	648,93	9,4032	265,08
P5	8,1	18,75	3492,86	2,43	452,67
P6	6	18,75	8593,75	2,43	1113,75
P7	13,9	23,0192	848,56	9,4032	346,63
P8	11,8	23,0192	1387,01	9,4032	566,58
P9	16,7	23,0192	489,30	9,4032	199,88
P10	31,3	23,0192	74,32	9,4032	30,36
P11	23,5	23,0192	175,60	9,4032	71,73

**Tableau 2 Coefficient d'accélération de la zone A**

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

**Tableau 3 Valeurs de T1 et T2 pour la composante horizontale**

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3



Zone sismique	IA			IB			II			III		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ( $L=1$ ,  $\mu=1$ ,  $R(T)=1$  pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages ( Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
$b = 0,41$	$\Psi$	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$\Psi$	$R_1$	$R_2$	$\Psi$	$R_1$	$R_2$	$R_3$
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Tableau 4 Décente de charge pile

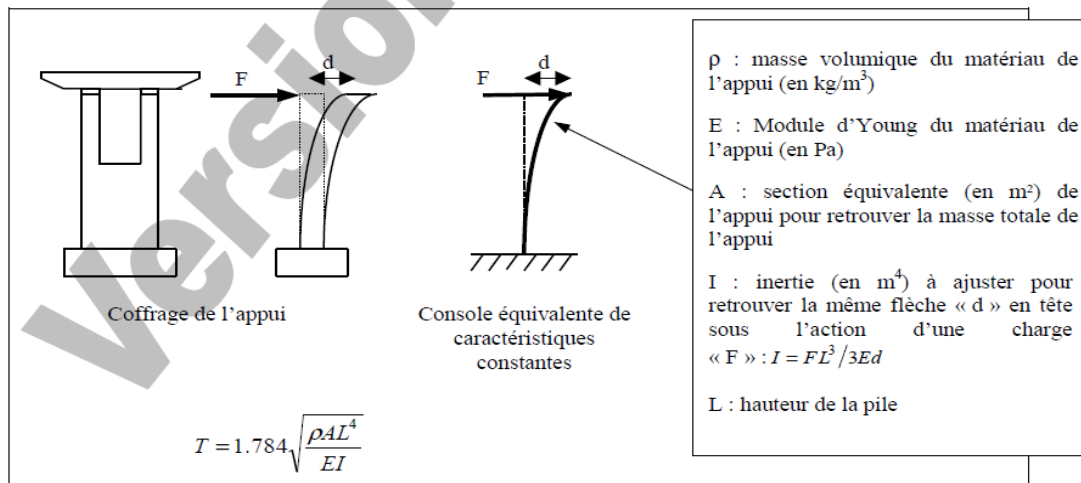
Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Fûts	5977,20	/	0,00	14,65	0,00	
Chevêtre	1650,00	/	0,00	30,30	0,00	
G Tablier	8105,32	/	0,00	31,30	0,00	
Hf+r	/	183,06	/	31,30		5729,67
HT°	/	39,54	/	31,30		1237,61
Somme	15732,52	222,60	/	/	0,00	6967,28
Al	1659,60	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1227,33	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1144,25	/	0,00	/	0,00	/
D240	2122,29	/	0,00	/	0,00	/
ST	81,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	117,20	/	31,30	/	3668,48
Bc	/	150,00	/	31,30	/	4695,00

Tableau 5 Combinaison à l'ELS (pile)

	N (kN)	H (kN)	MH (kN.m)	MV (kN.m)
G+0,6T	15732,52	206,78	6472,24	0,00
G+1.2Al+ST+0.6T	17805,04	347,43	10874,41	0,00
G+1.2Bc+ST+0.6T	17286,32	386,78	12106,24	0,00
G+Mc120+0.6T	16876,77	206,78	6472,24	0,00
G+D240+0.6T	17854,81	206,78	6472,24	0,00

**Tableau 6 Combinaison à l'ELU (pile)**

	N (kN)	H (kN)	MH (kN)	MV (kN.m)
1,35G+0.9T	21238,90	282,71	8848,90	0,00
1.35G+1.6A1+1.6ST+0.9T	24023,86	470,24	14718,47	0,00
1.35G+1.26B+1.6ST+0.9T	23332,23	522,71	16360,90	0,00
1.36G+1.35Mc120+0.9T	24103,99	282,71	8848,90	0,00
1.35G+1.35D240+0.9T	21348,25	282,71	8848,90	0,00



**Tableau 7 Action sismique à la base de la pile**

Dés	$N \times 10^3$ (kN)	$V_L \times 10^3$ (kN)	$V_T \times 10^3$ (kN)	/Fv/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Pile	3,27	4,68	3,16	0,00	14,65	0,00	68,5	46,33
Séisme tablier	3,83	1,42	1,30	0,00	29,30	0,00	41,71	38,10

**Tableau 8 Combinaisons des directions**

	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
$V_L \times 10^3$ (kN)	4,89	0,00	0,00	4,89	1,47	1,47
$V_T \times 10^3$ (kN)	0,00	3,42	0,00	1,03	3,42	1,03
$M_L \times 10^3$ (kN.m)	80,21	0,00	0,00	80,21	24,06	24,06
$M_T \times 10^3$ (kN.m)	0,00	59,99	0,00	18,00	59,99	18,00
$N \times 10^3$ (kN)	0,00	0,00	5,04	1,51	1,51	5,04

- 1:  $E_1 + R_{\max} + PP_p$   
 2:  $E_2 + R_{\max} + PP_p$   
 $E_1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$  3:  $E_3 + R_{\max} + PP_p$   
 $E_2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$  4:  $-E_1 + R_{\min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)  
 $E_3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$  5:  $-E_2 + R_{\min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)  
 6:  $-E_3 + R_{\min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

**Combinaisons des directions (à gauche) et combinaisons à la base de la pile (à droite)**

**Tableau 9 Décente de charge sur fondation**

Désignation	N (kN)	H (kN)	bras X	bras Z	MFV/o	MFH/o
Semelle	6600	/	5,5	0	36300	/
Fûts	5977,2	/	5,5	0	32874,6	/
Chevêtre	1650	/	5,5	0	9075	/
G Tablier	8105,32	/	5,5	0	44579,26	/
H <sub>Fr</sub>	/	183,0566	0	33,3	/	6095,7849
H <sub>T°</sub>	/	39,540226	0	33,3	/	1316,6895
Poids des terres	960	/	5,5	/	5280	
Somme	23292,52	206,78074	/	/	128108,86	6885,7986
Al	1659,6	/	5,5	/	9127,8	/
Bc	1227,3317	/	5,5	/	6750,3242	/
Mc120	1144,2545	/	5,5	/	6293,3997	/
D240	2122,2857	/	5,5	/	11672,571	/
ST	81	/	5,5	/	445,5	/
Fr Al	/	117,20374	/	33,3	/	3902,8845
Fr Bc	/	150	/	33,3	/	4995

**Tableau 10 Effort sismique à la base de la fondation**

Dés	N × 10 <sup>3</sup> (kN)	V <sub>L</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN)	V <sub>T</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Pile	3,27	4,68	3,16	0,00	16,65	0,00	77,9	52,66
Séis Tab	3,83	1,42	1,30	0,00	33,30	0,00	47,40	43,30

**Tableau 9 Combinaisons des directions**

	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>V</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
V <sub>L</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN)	5,16	0,00	0,00	5,16	1,55	1,55
V <sub>T</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN)	0,00	3,80	0,00	1,14	3,80	1,14
M <sub>L</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN.m)	91,17	0,00	0,00	91,17	27,35	27,35
M <sub>T</sub> × 10 <sup>3</sup> (kN.m)	0,00	68,19	0,00	20,46	68,19	20,46
N × 10 <sup>3</sup> (kN)	0,00	0,00	5,06	1,52	1,52	5,06

**Tableau 10 Stabilité au renversement de la semelle à l'ELS**

Sollicitation	Valeur (kN)	ELS		
		e (m)	B/3 (m)	Vérification e > B/3
N max	25414,81	5,77	3,67	<b>Oui</b>
MN corr	139781,43			
MH corr	6885,80			
N min	24436,77	5,78	3,67	<b>Oui</b>
MN corr	134402,26			
MH corr	6885,80			
MN max	139781,43	5,77	3,67	<b>Oui</b>
MH max	6885,80			
Ncorr	25414,81			

**Tableau 11 Stabilité au renversement de la semelle à l'ELU**

ELU				
Sollicitation	Valeur (kN)	e (m)	B/3 (m)	Vérification $e > B/3$
Nmax	34309,99	5,77	3,67	<b>Oui</b>
MN corr	188704,93			
MH corr	9295,83			
Nmin	32989,65	5,78	3,67	<b>Oui</b>
MN corr	181443,05			
MH corr	9295,83			
MN max	188704,93	5,77	3,67	<b>Oui</b>
MH max	9295,83			
Ncorr	34309,99			

**Tableau 12 Stabilité au glissement de la semelle à l'ELS**

ELS				
Sollicitation	Valeur (kN)	0,481N (kN)	H (kN)	$H < 0,481N$
Nmax	25414,81	12224,52	206,7807	<b>Oui</b>
Hcorr	206,7807			
Nmin	23292,52	11203,7	206,7807	<b>Oui</b>
Hcorr	206,7807			
Hmax	386,7807	11951,08	386,7807	<b>Oui</b>
Ncorr	24846,32			

**Tableau 13 Stabilité au glissement de la semelle à l'ELU**

ELU				
Sollicitation	Valeur (kN)	0,481N (kN)	H (kN)	$H < 0,481N$
Nmax	34309,99	16503,1	282,7126	<b>Oui</b>
Hcorr	282,7126			
Nmin	31444,9	15125	282,7126	<b>Oui</b>
Hcorr	282,7126			
H max	522,7126	15895,75	522,7126	<b>Oui</b>
Ncorr	33047,3			

**Tableau 14 Stabilité au poinçonnement de la semelle à l'ELS**

ELS						
Sollicitation	Valeur (kN)	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}}$
Nmax	25414,8	221,0	164,1	206,8	771,4	<b>Oui</b>
Mcorr	6885,8					
Nmin	23292,5	204,9	148,0	190,7	771,4	<b>Oui</b>
Mcorr	6885,8					
M max	12879,8	202,6	139,3	186,8	771,4	<b>Oui</b>
Ncorr	25414,8					

**Tableau 15 Stabilité au poinçonnement de la semelle à l'ELU**

ELU						
Sollicitation	Valeur (kN)	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}}$
Nmax	34310	298,3	221,5	279,1	<1146,5	<b>Oui</b>
Mcorr	929,8					
Nmin	31444,9	276,6	199,8	257,4	<1146,5	<b>Oui</b>
Mcorr	9295,8					
M max	1728,78	321,8	178,9	286,1	<1146,5	<b>Oui</b>
Ncorr	33047,3					

b) Combinaisons d'actions

Pour les combinaisons d'actions on utilise comme pour la pile :

- 1:  $E1 + R_{\max} + PP_{PS}$
- 2:  $E2 + R_{\max} + PP_{PS}$
- 3:  $E3 + R_{\max} + PP_{PS}$
- 4:  $-E1 + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
- 5:  $-E2 + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
- 6:  $-E3 + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

où  $PP_{PS}$  est le poids propre des deux fûts de pile ( $PP_p$ ) et du poids propre de la semelle

**Tableau 16 Combinaison d'action au pied de la semelle**

	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>5</sub>	E <sub>6</sub>
$V_L \times 10^3$ (kN)	5,39	1,78	1,78	4,94	1,33	1,33
$V_T \times 10^3$ (kN)	1,14	0,00	1,14	1,14	0,00	1,14
$M_L \times 10^3$ (kN.m)	98,79	34,97	34,97	83,77	19,95	19,95
$M_T \times 10^3$ (kN.m)	20,46	68,19	20,46	20,46	68,19	20,46
$N \times 10^3$ (kN)	24,28	24,28	27,82	21,24	21,24	17,69

**Tableau 17 Stabilité au renversement de la semelle à l'ELA**

ELA						
Combinaison	E1	E2	E3	E4	E5	E6
$V_L \times 10^3$ (kN)	5,39	1,78	1,78	4,94	1,33	1,33
$V_T \times 10^3$ (kN)	1,14	0,00	1,14	1,14	0,00	1,14
$M_L \times 10^3$ (kN.m)	98,79	34,97	34,97	83,77	19,95	19,95
$M_T \times 10^3$ (kN.m)	20,46	68,19	20,46	20,46	68,19	20,46
$N \times 10^3$ (kN)	24,28	24,28	27,82	21,24	21,24	17,69
e (m)	4,07	1,44	1,26	3,94	0,94	1,13
e' (m)	0,84	2,81	0,74	0,96	3,21	1,16
Surface comprimée (m <sup>2</sup> )	29,51	51,81	89,35	31,34	50,88	84,72
% Surface comprimée	22,35	39,25	67,69	23,75	38,55	64,18
% Surface comprimée >10%	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>

**Tableau 18 Stabilité au glissement de la semelle à l'ELA**

ELA				
Sollicitation	Valeur $\times 10^3$ (kN)	$0,481N \times 10^3$ (kN)	$H \times 10^3$ (kN)	$H < 0,481N$
Nmax	27,82	13,38	2,11	<b>Oui</b>
HL cor	1,78			
HT cor	1,14			
Nmin	17,69	8,51	1,75	<b>Oui</b>
HL cor	1,33			
HT cor	1,14			
HL max	5,39	11,68	5,51	<b>Oui</b>
Ncorr	24,28			
HT cor	1,14			
HT max	1,14	11,68	5,51	<b>Oui</b>
N cor	24,28			
HL Corr	5,39			

**Tableau 19 Stabilité au poinçonnement de la semelle à l'ELA**

ELA						
N (kN)	24275,7	24275,7	27819,4	21238,3	21238,3	17694,6
S (m <sup>2</sup> )	29,51	51,81	89,35	31,34	50,88	84,72
$q_{\text{réf}} = N/S$ (kN/m <sup>2</sup> )	822,7	468,5	311,4	677,6	417,4	208,9
$\sigma_{\text{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1230,7	1230,7	1230,7	1230,7	1230,7	123,07
$q_{\text{réf}} < \sigma_{\text{sol}}$	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>

**Tableau 20 Charges et surcharges appliqué au fût de la culée (cas statique)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Semelle	0.00	/	0	0	0	/
Mur F	4250.00	/	0.33	-8.77	0	/
DDT	181.875	/	3.6	-11.62	654.75	/
Mur en R	549	/	3.1	-10.29	1701.9	/
Corbeau	164.15	/	1.11	-10.78	182.2065	/
MGG	183.75	/	0.76	-11.19	139.65	/
Poussée		730.66752		-2.48	0	-1812.0554
Poussée10KN/m2	0	98.34	0	-3.725	0	-366.3165
Somme	5328.775	829.00752	/	/	2678.5065	-2178.3719
Rg	4052.66	/	0.00	/	0.00	/
R(Al)	246.96	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	226.06	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	217.94	/	0.00	/	0.00	/
RD240	359.31	/	0.00	/	0.00	/
RST	8.10	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	91.53	/	-10.31	/	-943.66
HT°	/	7.91	/	-10.31	/	-81.53
Frein Al	/	23.44	/	-10.31	/	-241.67
Frein Bc	/	30.00	/	-10.31	/	-309.30

**Tableau 21 Charges et surcharges appliqué au fût de la culée (cas sismique)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Semelle	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mur F	318.75	1062.50	0.33	-8.77	105.19	-9318.13
DDT	13.64	45.47	3.60	-11.62	49.11	-528.35
Mur en R	41.18	137.25	3.10	-10.29	127.64	-1412.30
Corbeau	12.31	41.04	1.11	-10.78	13.67	-442.38
MGG	13.78	45.94	0.76	-11.19	10.47	-514.04
Poussée	0.00	502.33	0.00	-2.48	0.00	-1245.8
Poussée10KN/m2	0.00	24,59	0.00	-3.73	0.00	0.00
Somme	399.66	1514.86	/	/	306.08	-12668.21

**Tableau 22 Combinaisons à l'ELS des fûts de la culée**

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)
G+0,6T	9381.44	96.27	-5975.73	2678.51
G+0.6T+1.2Q	9381.44	2507.48	-6415.31	2678.51
G+1.2Al+ST+0.6T	9685.89	124.40	-6265.74	2678.51
G+1.2Bc+ST+0.6T	9660.80	132.27	-6346.89	2678.51
G+Mc120+0.6T	9599.37	96.27	-5975.73	2678.51
G+D240+0.6T	9740.75	96.27	-5975.73	2678.51
1,35G+0.9T	12664.94	2843.28	-8074.57	3615.98
1,35G+0.9T+1.6Q	12664.94	3995.78	-11486.78	4881.58
1,35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	12664.94	2880.79	-8461.25	3615.98
1,35G+1.26B+1.6ST+0.9T	12664.94	2891.28	-8569.45	3615.98
1,36G+1.35Mc120+0.9T	12664.94	2843.28	-8074.57	3615.98
1,35G+1.35D240+0.9T	12664.94	2843.28	-8074.57	3615.98

**Tableau récapitulatif (23) des charges sismique appliqué au fût de la culée**

Pperm			Fh			Fv		
N (KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N (KN)	H(KN)	M(KN.m)
5688.09	129.44	-6616.33	0	5339.52	13543.05	1096.69	0.00	306.08
5546.71	122.88	-6683.96	0	5088.00	13804.51	1096.69	0.00	306.08
5688.09	129.44	-6616.33	0	5339.52	13543.05	1096.69	0.00	306.08
5546.71	122.88	-6683.96	0	5088.00	13804.51	1096.69	0.00	306.08

**Tableau 24 Charges et surcharges appliqué sur la semelle de la culée (cas statique)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>Fv</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Semelle	9000.00	/	6.00	-1.25	54000	/
Mur F	4250.00	/	6.00	-6.62	25500	/
DDT	181.88	/	9.29	-14.12	1689.62	/
Mur en R	549.00	/	8.90	-13.18	4886.10	/
Corbeau	164.15	/	6.78	-13.25	1112.94	/
MGG	183.75	/	6.42	-13.70	1179.68	/
P T Amont	8624.00	/	1.84	/	15868.16	/
P T aval	8624.00	/	10.16	-4.12	87619.84	/
Poids des T sur DDT	578.20	/	9.29	-14.70	5371.48	/
Poussée des terres	/	4427.02	/	-6.70	/	-29661.05
Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>	588.00	/	1.86	/	1093.68	/
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	378.38	/	-5.85	/	-2213.51

**Tableau 25 Combinaisons de charges à l' ELU de la culée**

ELU	N	H	MH	MV
Combinaison	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	48880.31	6117.8368	-41802	297278.6
1.35G++0.9T+1.6Q	49821.11	8864.4845	-59974	403076
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	68028.89	8446.6057	-58767	412895.7
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	67861.66	8499.0797	-59421	411947.4
1.35G+0.9T+1.35Mc120	67459.49	6117.8368	-41802	409667.2
1.35G+0.9T+1.35D240	68413.79	6117.8368	-41802	415078

**Tableau 26 Combinaisons de charges à l'ELS de la culée**

ELS	N	H	MH	MV
Combinaison	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T	36207.64	4530.413	-30948	220206.4
G++0.6T+1.2Q	36913.24	4984.4666	-33604	221518.8
G+0.6T+1.2A(I)+ST	37729.9	4671.0575	-32699	228837.6
G+0.6T+1.2Bc+ST	37604.47	4710.413	-33189	228126.4
G+0.6T+Mc120	37297.32	4530.413	-30948	226384.9
G+0.6T+D240	38004.21	4530.413	-30948	230393

**Tableau 27 Vérification de glissement et renversement à l'ELS et L'ELU de la semelle (culée)**

	ELS				ELU			
	Comb	(KN)	0,481N	H	Comb	(KN)	0,481N	H
<b>Glissement</b>	Nmax	38004.20	18280	4530.41	Nmax	68413.78	32907	6117.83
	Hcorr	4530.41			Hcorr	6117.83		
	Nmin	36207.63	17415.87	4530.41	Nmin	48880.30	23511.4	6117.83
	Hcorr	4530.41			Hcorr	6117.83		
	H max	4984.46	17755.26	4984.46	H max	8864.48	23963.95	8864.48
	Ncorr	36913.23			Ncorr	49821.10		
	<b>Renversement</b>	comb	(KN)	e (m)	B/3	comb	(KN)	e (m)
Nmax		38004.20	5.24	4	Nmax	68413.78	5.45	4
MN corr		230392.95			MN corr	415078		
Mh corr		-30948.26			Mh corr	-41802.30		
Nmin		36207.63	5.22	4	Nmin	48880.30	5.22	4
MN corr		220206.39			MN corr	297278.62		
Mh corr		-30948.26			Mh corr	-41802.30		
Mnmax		230392.9	5.24	4	Mnmax	415078	5.45	4
Mhmax		-30948.26			Mhmax	-41802.30		
Ncorr		38004.20			Ncorr	68413.78		

**Tableau 28 Charges et surcharges appliqué sur la semelle de la culée (cas sismique)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Semelle	675.00	2250.00	6.00	-1.25	4050.00	-2812.50
Mur F	318.75	1062.50	6.00	-6.62	1912.50	-7033.75
DDT	13.64	45.47	9.29	-14.12	126.72	-642.02
Mur en R	41.18	137.25	8.90	-13.18	366.46	-1808.96
Corbeau	12.31	41.04	6.78	-13.25	83.47	-543.75
MGG	13.78	45.94	6.42	-13.70	88.48	-629.34
PTAV	646.80	/	1.84		1190.11	
P T AR	646.80	2156.00	10.16	-4.12	6571.49	-8882.72
Poids des T sur DDT	43.37	144.55	9.29	-14.70	402.86	-2124.89
Somme	2411.62	5882.74	/	/	14792.09	-24477.92

**Tableau 29 Evaluation des charges sismique due à la poussée dynamique (semelle culée)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Pad (1+kv)	/	6399.40	/	3.667	/	23464.48
Pad (1-kv)	/	5903.62	/	3.667	/	21646.59

**Tableau 30 Evaluation des charges due au tablier (semelle culée)**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Seisme Tablier	1021.27	1219.81	5.60	12.75	5719.11	15552.60

**Tableau 31 Combinaison d'action par direction de la semelle de la culée (cas sismique)**

Pperm (KN)			Fh(KN)			Fv(KN)		
N	H	M	N	H	M	N	H	M
36566.95	129.44	-1529.82	0	12342.57	15585.59	2618.95	0	15859.19
36425.57	122.88	-1611.48	0	11849.31	15808.22	2618.95	0	15859.19
36566.95	129.44	-1529.82	0	12342.57	15585.59	2618.95	0	15859.19
36425.57	122.88	-1611.48	0	11849.31	15808.22	2618.95	0	15859.19

**Tableau 32 Combinaison d'action de la semelle de la culée (cas sismique)**

	N	H	M
P max - H + 0,3V	37352.64	-12213.14	-12357.65
P min - H - 0,3V	35639.89	-11726.44	-22177.46
P max + V - 0,3H	39185.90	-3573.34	9653.70
P min - V - 0,3H	33806.62	-3431.92	-22213.14

**Tableau 33 Vérification du poinçonnement à l'ELS et l'ELU**

	ELS				
	Valeur	$\sigma_{max}$ (KPa)	$\sigma_{min}$ (KPa)	$\sigma_{moy}$ (KPa)	$\sigma_{sol}$ (KPa)
$N_{max}$ (KN)	38004.21	146.69	371.38	202.86	< 647,1
$M_{corr}$ (KN.m)	-30948.26				
$N_{min}$ (KN)	36207.64	134.21	358.90	190.39	< 647,1
$M_{corr}$ (KN.m)	-30948.26				
$M_{max}$ (KN.m)	-30948.26	70.96	371.37	39.62	< 647,1
$N_{corr}$ (KN)	38004.26				
	ELU				
	Valeur	$\sigma_{max}$ (KPa)	$\sigma_{min}$ (KPa)	$\sigma_{moy}$ (KPa)	$\sigma_{sol}$ (KPa)
$N_{max}$ (KN)	68413.79	329.95	620.24	402.52	< 887,5
$M_{corr}$ (KN.m)	-41802.31				
$N_{min}$ (KN)	48880.31	194.30	484.59	266.87	< 887,5
$M_{corr}$ (KN.m)	-41802.31				
$M_{max}$ (KN.m)	-41802.31	329.95	620.24	402.52	< 887,5
$N_{corr}$ (KN)	68413.79				

**Tableau 34 Vérification du poinçonnement à l'ELA**

	Comb		$q_{ref}$ (KPa)	$\sigma_{sol}$ (KPa)
	N(KN)	S(m <sup>2</sup> )		
1	$N_{max}$ (KN)	39185.9	283.65	807.6
	S(m <sup>2</sup> )	138		
2	$N_{min}$ (KN)	33806.62	262.75	807.6
	S(m <sup>2</sup> )	128.66		
3	$N_{corr}$ (KN)	37352.24	274.3	807.6
	S(m <sup>2</sup> )	136.1		

**Tableau 35 Vérification au renversement et glissement à l'ELA (semelle culée)**

		$N_{max}/M_{corr}$	$N_{min}/M_{corr}$	$M_{max}/N_{corr}$
		e=M/N	0.25	0.65
Renversement	S= (B-e)(L-e)	138.15	128.66	136.1
	%surface comprimé	95.94	89.35	94.56
	Comb	valeur	H	0,481N
Glissement	$N_{max}$	39185.90	3573.34	18848.4
	$H_{corr}$	3573.34		
	$N_{min}$	33806.62	3431.92	16260.9
	$H_{corr}$	3431.92		
	$H_{max}$	12213.14	12213.14	17966.6
	$N_{corr}$	37352.64		



**Annexe ferrailage**

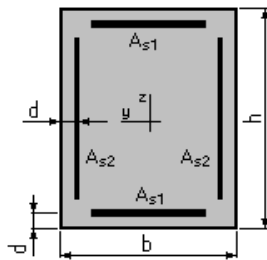
### Ferrailage voile (Flexion Déviée Composée)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 400,0$  (cm)  
 $h = 204,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	23332,23	16360,90	0,00
2.	ELS	17286,32	12106,24	0,00
3.	ELA	17668,42	86913,05	17995,70

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 720,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 45,1$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 163,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 4080,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,88$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>O</sup> 1: Type ELU**      **N = 23332,23 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 16360,90 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	4,36	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 162,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 134,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,79$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 157,3$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELS**      **N = 17286,32 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 12106,24 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	3,80
Position de l'axe neutre:	$y = 160,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 145,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	

tendue:  $\sigma_S = 15,3$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_S' = 62,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{S \text{ lim}} = 207,3$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA N = 17668,42 (kN)  $M_y = 86913,05$  (kN\*m)  $M_z = 17995,70$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 65,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 199,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_S = 8,99$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_S = 500,0$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_S' = 500,0$  (MPa)

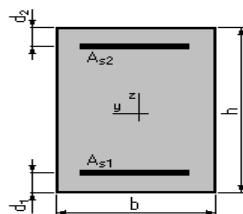
**Ferraillage de la semelle pile ( Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	<b>M<sub>max</sub></b> (kN*m)	<b>M<sub>min</sub></b> (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	3398,26	0,00
Etat Limite de Service	2214,68	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	9281,21	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{S1} = 101,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{S2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 19,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,52$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{\text{max}} = 3398,26$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 2,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 36,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 180,5$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,28$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 2214,68$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,66  
 Position de l'axe neutre:  $y = 63,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 173,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,0$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 125,1$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{max} = 9281,21$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 31,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 182,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,96$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

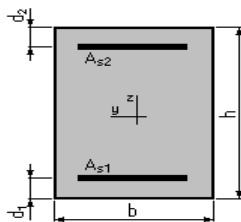
**Ferrailage de la semelle culé ( Flexion Simple )**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 250,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	4363,31	0,00
Etat Limite de Service	2104,13	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	3322,35	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{S1} = 44,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 24,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,18 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}\text{)}$		

**Analyse par Cas:****Cas ELU  $M_{\text{max}} = 4363,31 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$** 

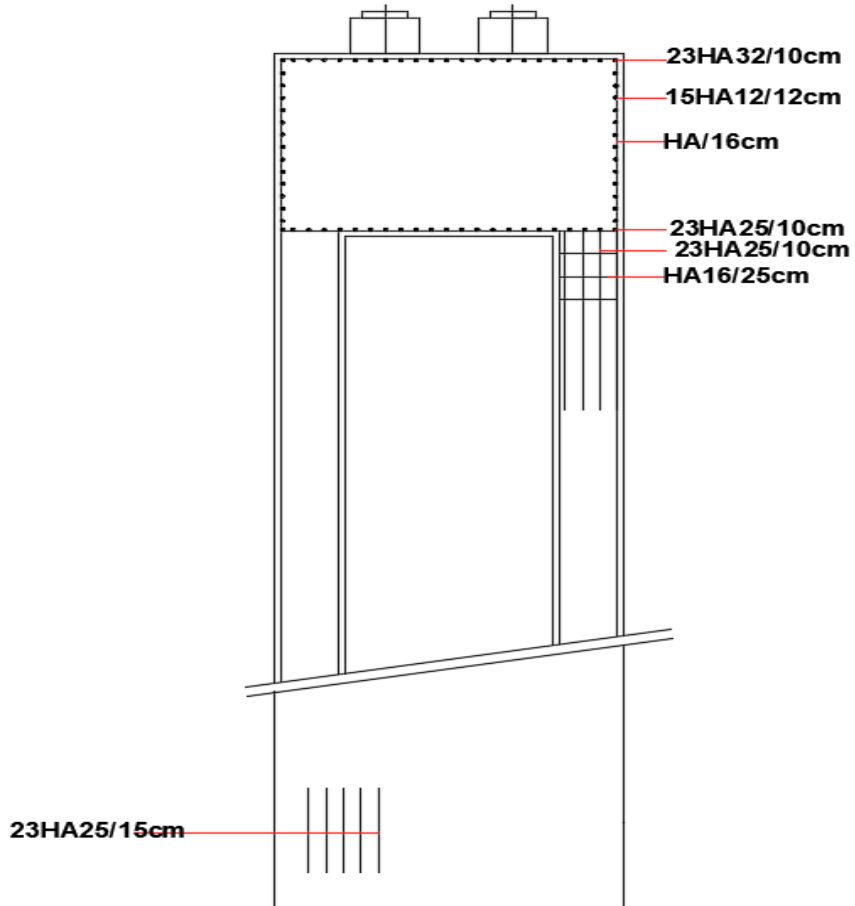
Coefficient de sécurité:	1,06	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 15,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 238,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,69 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

**Cas ELS  $M_{\text{max}} = 2104,13 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$** 

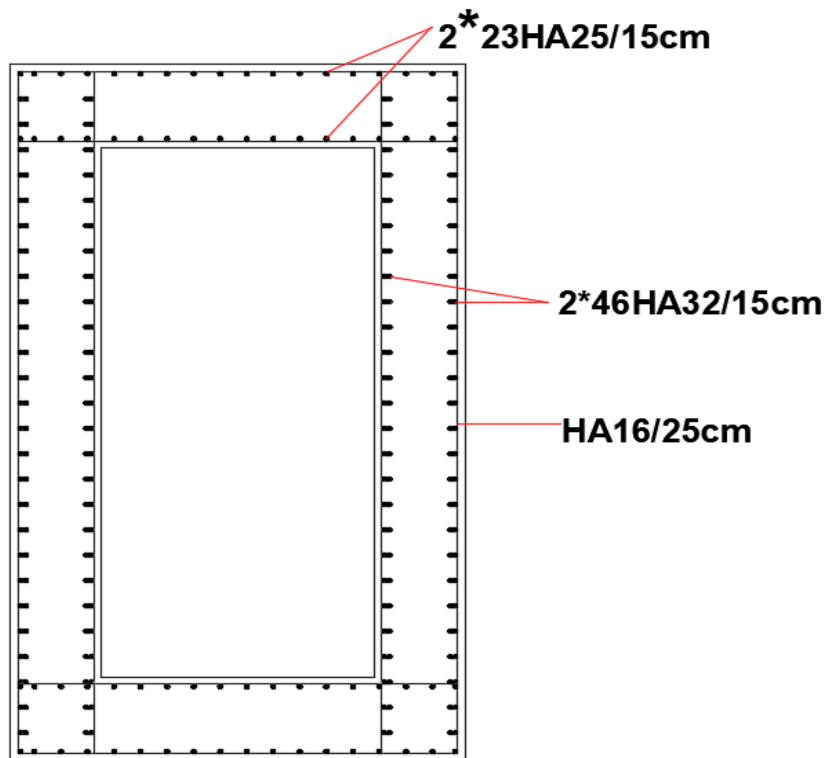
Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 50,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 228,0 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 26,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

**Cas ELA  $M_{\text{max}} = 3322,35 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$** 

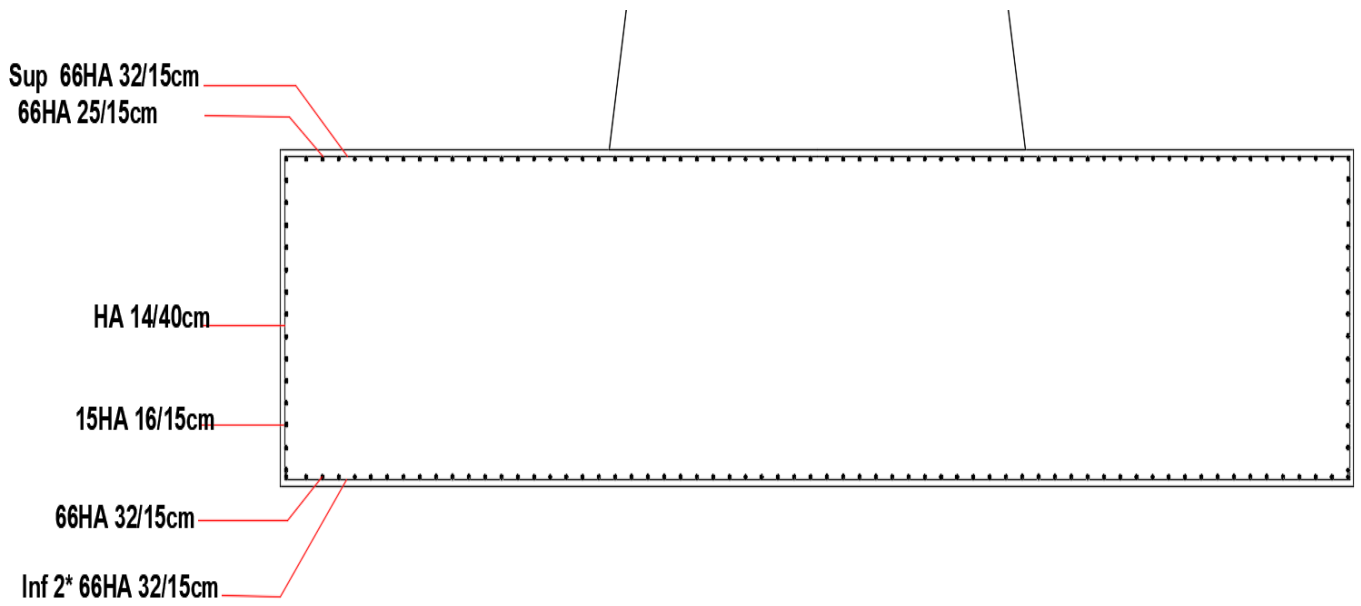
Coefficient de sécurité:	1,60	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 13,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 239,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,60 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	



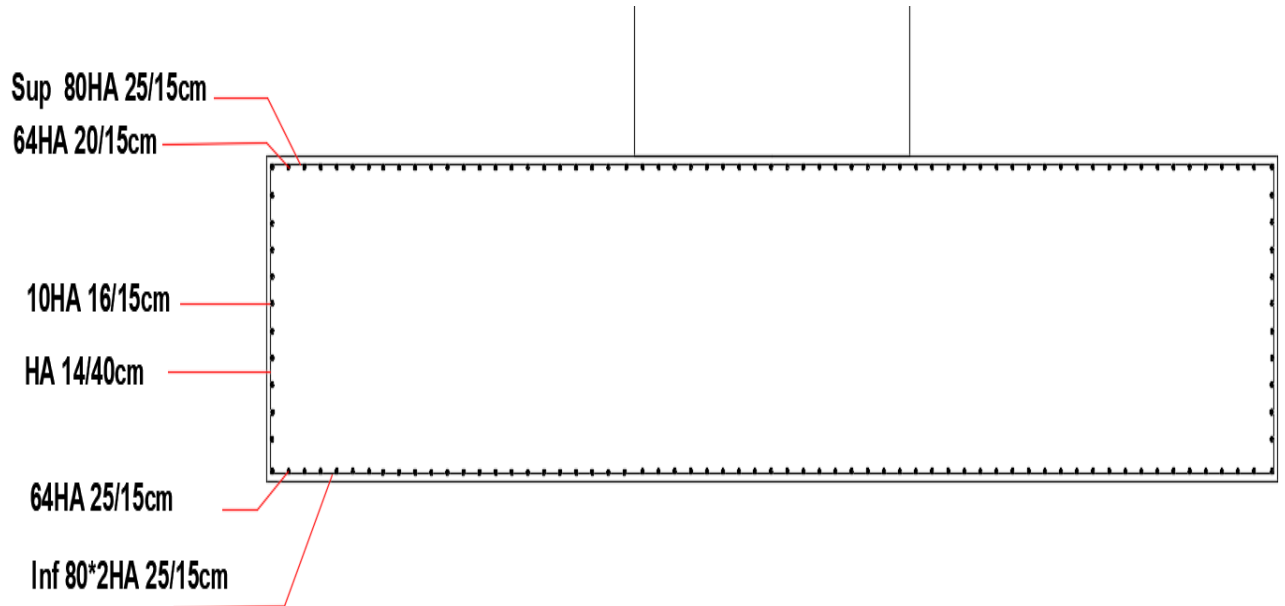
Ferrailage de la pile et chevêtre



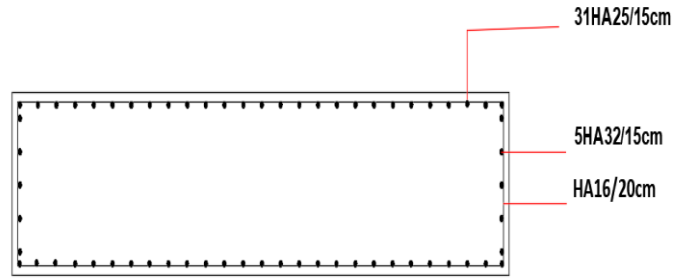
Ferrailage de la pile



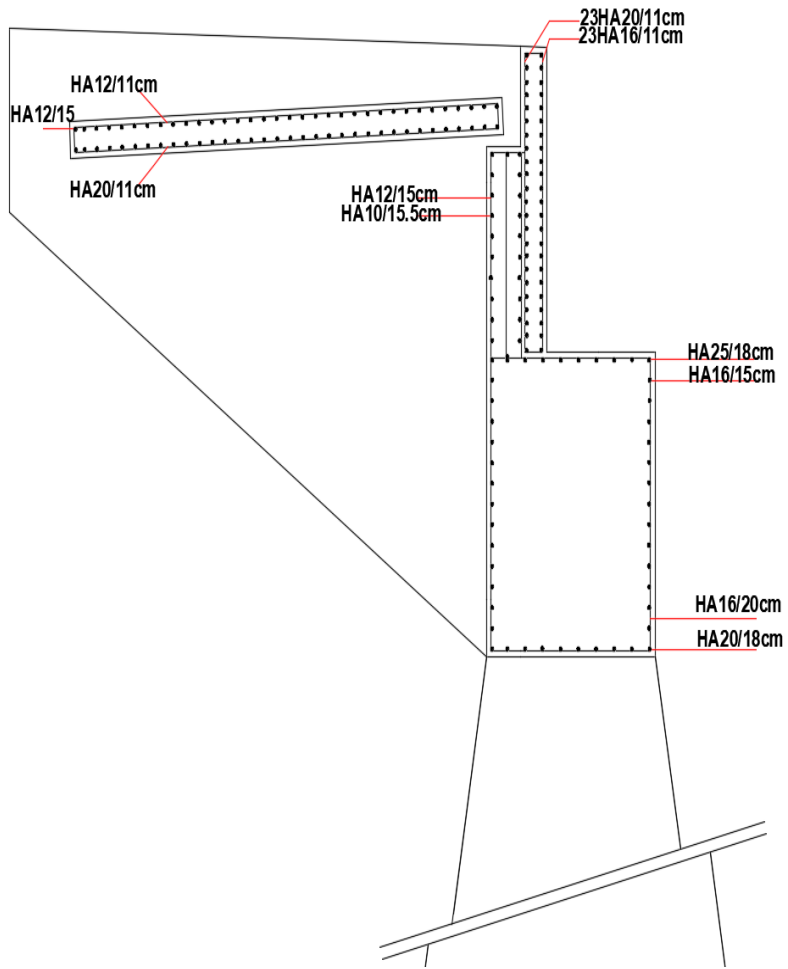
Ferraillage du fondation de la culée



Ferraillage de la fondation de la pile



Ferraillage du fût



Ferraillage de la culée